

ΕΦΗΜΕΡΙΣ ΤΗΣ ΚΥΒΕΡΝΗΣΕΩΣ
ΤΗΣ ΕΛΛΗΝΙΚΗΣ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑΣ

ΑΘΗΝΑ 12 ΟΚΤΩΒΡΙΟΥ 1992	ΤΕΥΧΟΣ ΔΕΥΤΕΡΟ	ΑΡΙΘΜΟΣ ΦΥΛΛΟΥ 613

ΥΠΟΥΡΓΙΚΕΣ ΑΠΟΦΑΣΕΙΣ & ΕΓΚΡΙΣΕΙΣ

Αριθ. Δ17α/08/32/Φ.Ν. 275 (1)

Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός.

Ο ΥΠΟΥΡΓΟΣ
ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ, ΧΩΡΟΤΑΞΙΑΣ ΚΑΙ ΔΗΜ. ΕΡΓΩΝ

Έχοντας υπόψη:

1. Τις διατάξεις του άρθρου 21 παρ. 1 και 4 του Ν. 1418/84 «Δημόσια Έργα και ρυθμίσεις συναφών θεμάτων» (ΦΕΚ 23/Α/29.2.84).

2. Τη διάταξη του άρθρου 2 παρ. 2 παρ. δ του Ν. 1349/83 «Σύσταση Οργανισμού Αντισεισμικού Σχεδιασμού και προστασίας (ΟΑΣΠ) και άλλες διατάξεις» (ΦΕΚ 52/Α/25.4.83).

3. Την αριθ. 120/4.9.92 απόφαση του Διοικητικού Συμβουλίου του ΟΑΣΠ, αποφασίζουμε:

Άρθρο πρώτο

Έγκριση Κανονισμού

Εγκρίνουμε τον Νέο Ελληνικό Αντισεισμικό κανονισμό (ΝΕΑΚ) με τα τέσσερα παραρτήματα (Α, Β, Γ & Δ) τα οποία αποτελούν αναπόσπαστο μέρος του Κανονισμού αυτού. Ο Κανονισμός αυτός εφαρμόζεται παράλληλα με τις διατάξεις του Β.Δ. της 19/26 Φεβρουαρίου 1959 «περί αντισεισμικού κανονισμού οικοδομικών έργων», όπως αυτές τροποποιήθηκαν και συμπληρώθηκαν με τις διατάξεις της αριθ. ΕΔ2α/01/44/Φ.Ν.275/4.4.84 απόφασης του υπουργού Δημοσίων Έργων για χρονική περίοδο δύο (2) ετών μετά την έναρξη εφαρμογής του. Κατά το χρονικό αυτό διάστημα παρέχεται η δυνατότητα εφαρμογής κατ' επιλογή είτε των παλαιών διατάξεων που ισχύουν σήμερα είτε των νέων που θεσπίζονται με τον παρόντα Κανονισμό.

Μετά τη λήξη της χρονικής αυτής περιόδου εφαρμόζεται μόνο ο νέος κανονισμός και καταργούνται οι διατάξεις του Β.Δ. της 19/26 Φεβρουαρίου 1959, όπως αυτές τροποποιήθηκαν και συμπληρώθηκαν με τις διατάξεις της αριθ. ΕΔ2α/01/44/Φ.Ν. 275/4.4.84 απόφασης του Υπουργού Δημοσίων Έργων.

Άρθρο δεύτερο

Έναρξη ισχύος

Η ισχύς της απόφασης αυτής αρχίζει από τη δημοσίευσή της στην Εφημερίδα της κυβερνήσεως.

Η απόφαση αυτή να δημοσιευθεί στην Εφημερίδα της Κυβερνήσεως.

Αθήνα, 30 Σεπτεμβρίου 1992

Ο ΥΠΟΥΡΓΟΣ
ΑΧ. ΚΑΡΑΜΑΝΛΗΣ

ΝΕΟΣ ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ, ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΚΑΙ ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

1.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1.1. Αντικείμενο και πεδίο εφαρμογής

(1) Ο Κανονισμός αυτός αφορά τον σχεδιασμό των δομημάτων έναντι σεισμού. Ο Κανονισμός δεν καλύπτει τα έργα για τα οποία προβλέπεται μερική ή πλήρης αντισεισμική μόνωση. Πρόσθετες διατάξεις σχετιζόμενες με επιμέρους υλικά περιλαμβάνονται στους αντίστοιχους Κανονισμούς.

(2) Τα κριτήρια και οι κανόνες σχεδιασμού που περιλαμβάνονται στον Κανονισμό έχουν εφαρμογή κυρίως σε κτίρια. Για άλλες ειδικές κατηγορίες δομημάτων απαιτούνται συμπληρωματικές διατάξεις.

(3) Η διαδικασία αντισεισμικού σχεδιασμού που προτείνεται στον Κανονισμό αυτό αποτελεί ένα σύνολο κανόνων μέγιστης αποδεκτής απλούστευσης, με την εφαρμογή του οποίου θεωρείται ότι ικανοποιούνται οι θεμελιώδεις συνθήκες επάρκειας μιας κατασκευής. Εκτός των αναφερομένων στον Κανονισμό αυτό θα μπορούσε επίσης να γίνει αποδεκτή, μετά και από σύμφωνη γνώμη της αρμόδιας Δημόσιας Αρχής, η εφαρμογή ακριβεστέρων μεθόδων σχεδιασμού και ανάλυσης ενός δομήματος, σύμφωνα με τις οποίες η επαλήθευση των συνθηκών αυτών θα είναι άμεσα εμφανής. Οι παραπάνω εναλλακτικές μέθοδοι ανάλυσης θα πρέπει να βασίζονται στις θεμελιωμένες και αναγνωρισμένες αρχές της επιστήμης, σε συνδυασμό και με την επίτευξη του αυτού επιπέδου ασφαλείας με το επιδιωκόμενο από τον παρόντα Κανονισμό.

1.1.2. Περιεχόμενο του Κανονισμού

(1) Ο Κανονισμός αυτός περιέχει υποχρεωτικές διατάξεις, οι οποίες καθορίζουν:

- τις ελάχιστες σεισμικές δράσεις σχεδιασμού και τους αντίστοιχους συνδυασμούς δράσεων,
- τις απαιτήσεις συμπεριφοράς για τους παραπάνω συνδυασμούς δράσεων, καθώς και τα κριτήρια ελέγχου της ασφάλειας,
- τις μεθόδους υπολογισμού της εντάσεως και παρμορφώσεως των κατασκευών,
- τις ειδικότερες κατασκευαστικές διατάξεις των φορέων και των υλικών.

(2) Η αρμόδια Δημόσια Αρχή συγχρόνως και κατ' αντιστοιχία προς τα άρθρα του Κανονισμού αυτού, δημοσιεύει και Σχόλια, τα οποία αναφέρονται σε θέματα ειδικότερης σημασίας, παρατηρήσεις που βοηθούν στην κατανόηση του κειμένου ή εξασφαλίζουν την συσχέτιση των παραγράφων, ή, τέλος μέθόδους περιορισμένης ισχύος που μπορεί να εφαρμόζονται υπό ορισμένες προϋποθέσεις.

1.1.3. Συσχέτιση με άλλους Κανονισμούς – Προϋποθέσεις

(1) Ο Κανονισμός αυτός ισχύει παράλληλα με τους Κανονισμούς σχεδιασμού δομημάτων με συγκεκριμένο υλικό (σκυρόδεμα, τοιχοποιία, χάλυβας, ξύλο κλπ.), οι οποίοι περιλαμβάνουν και τα αντίστοιχα ειδικά κριτήρια, καθώς και λεπτομερέστερους πρακτικούς κανόνες διαστασιολόγησης για σεισμική καταπόνηση.

(2) Η αξιοπιστία των διατάξεων του Κανονισμού αυτού επηρεάζεται σε μεγάλο βαθμό από την πιστή τήρηση των διατάξεων των ειδικών για κάθε υλικό Κανονισμών για τις μη σεισμικές δράσεις.

(3) Δεν επιτρέπονται οι τροποποιήσεις φερόντων ή μη φερόντων στοιχείων, καθώς και η αλλαγή χρήσεως των δομημάτων, χωρίς προηγούμενη μελέτη των συνεπειών από τις παραπάνω αλλαγές.

1.2. ΘΕΜΕΛΙΩΔΕΙΣ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

(1) Ο σχεδιασμός, η κατασκευή και η χρήση ενός δομήματος θεωρούνται ότι αντιμετωπίζουν επαρκώς τον σεισμικό κίνδυνο, δηλαδή εξασφαλίζουν περιορισμένες και επιδιορθώσιμες βλάβες στα στοιχεία του φέροντα οργανισμού υπό τον σεισμό σχεδιασμού ενώ ελαχιστοποιούν τις βλάβες για σεισμούς μικρότερης έντασης και με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης, όταν κατα την επιβολή των σεισμικών δράσεων «σχεδιασμού» (βλ. παραγ. 2.) με αποδεκτώς μικρή πιθανότητα υπερβάσεώς τους κατά την διάρκεια της ζωής του δομήματος, ικανοποιούνται οι ακόλουθες απαιτήσεις σεισμικής συμπεριφοράς.

1.2.1. Απαίτηση αποφυγής καταρρεύσεως

(1) Η πιθανότητα καταρρεύσεως του δομήματος (ή τμημάτων του) πρέπει να είναι επαρκώς μικρή, όπως ορίζεται στα επιμέρους κριτήρια που περιέχονται στον παρόντα Κανονισμό και στους επιμέρους Κανονισμούς, και να συνδυάζεται με διατήρηση της ακεραιότητας και επαρκούς εναπομένουσας αντοχής μετά την λήξη της σεισμικής ακολουθίας.

1.2.2. Απαίτηση περιορισμού βλαβών

(1) Οι βλάβες σε στοιχεία του φέροντα οργανισμού υπό τον σεισμό σχεδιασμού πρέπει να είναι περιορισμένες και επιδιορθώσιμες, ενώ οι βλάβες για σεισμούς μικρότερης έντασης και με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης πρέπει να ελαχιστοποιούνται.

1.2.3. Απαίτηση ελάχιστης στάθμης λειτουργιών

(1) Πρέπει να διασφαλίζεται μία ελάχιστη στάθμη λειτουργιών του δομήματος, ανάλογα με την χρήση και τη σημασία του όταν το δόμημα υποστεί σεισμό με τα χαρακτηριστικά του σεισμού σχεδιασμού.

1.3. ΓΕΝΙΚΑ ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

(1) Οι σεισμικές δράσεις υπολογισμού για τον σχεδιασμό των κατασκευών διακρίνονται:

– σε συνολικές δράσεις οι οποίες ασκούνται επάνω στο σύνολο της κατασκευής,

– σε τοπικές δράσεις οι οποίες σκούνται σε ορισμένα μόνο φέροντα ή μη φέροντα στοιχεία ή σε ορισμένες εγκαταστάσεις (προσαρτήματα).

(2) Εκτελείται επαρκής ποιοτικός έλεγχος σ' όλες τις φάσεις παραγωγής και χρήσεως του δομήματος, δηλαδή έλεγχος μελέτης και έλεγχος κατά την διάρκεια κατασκευής και χρησιμοποιήσεως του δομήματος.

(3) Οι απαιτήσεις της παρ. 1.2. θεωρούνται ότι ικανοποιούνται εάν ικανοποιηθούν όλα συγχρόνως τα επόμενα κριτήρια, σε αντιστοιχία με τις σχετικές απαιτήσεις.

1.3.1. Γενικά κριτήρια αποφυγής καταρρεύσεως

Η απαίτηση της παραγ. 1.2.1. θεωρείται ότι ικανοποιείται όταν, υπό την επίδραση του σεισμού σχεδιασμού (βλ. παράγρ. 2).

(1) Εξασφαλίζεται με αξιοπιστία η μεταφορά στο έδαφος των δράσεων κάθε εδραζομένου στοιχείου της ανωδομής, χωρίς να προκαλούνται μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις.

(2) Εξασφαλίζεται η απαιτούμενη αντοχή σε όλα τα φέροντα στοιχεία του δομήματος, λαμβανομένων υπόψη και των επιρροών 2ας τάξεως όπου χρειάζεται.

(3) Ελέγχεται ικανοποιητικά, ο πλαστικός μηχανισμός απόκρισης του φορέα στο σεισμό σχεδιασμού με τα ακόλουθα ειδικότερα κριτήρια:

– Τον ικανότικό σχεδιασμό που στοχεύει στο να εξασφαλισθεί η δημιουργία ενός αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού ως προς τον αριθμό και τη θέση των πλαστικών αρθρώσεων και παράλληλα στο να αποφευχθούν ψαθυρές μορφές αστοχίας των μελών καθώς και συγκέντρωση των πλαστικών αρθρώσεων σε λίγα μόνο μέλη του φορέα (π.χ. μαλακός όροφος).

– Την εξασφάλιση ικανοποιητικής σχέσης μεταξύ διαθέσιμης και απαιτούμενης τοπικής πλαστιμότητας στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων.

Στον Κανονισμό αυτό υποδεικνύεται ως μέγιστη αποδεκτή απλούστευση, μια διαδικασία σχεδιασμού με την οποία εξασφαλίζεται ικανοποιητικός βαθμός τοπικής πλαστιμότητας, ώστε να θεωρείται ότι ικανοποιείται έμμεσα το κριτήριο αυτό, χωρίς να απαιτείται άμεσος υπολογισμός της απαιτούμενης και της διαθέσιμης τοπικής πλαστιμότητας.

(4) Εξασφαλίζεται μία ελάχιστη στάθμη πλαστιμότητας σε κάθε κρίσιμη περιοχή στην οποία υπάρχει έστω και μικρή πιθανότητα σχηματισμού πλαστικής αρθρώσεως. Τέτοιες περιοχές θεωρούνται π.χ. η βάση και η κορυφή όλων των στύλων πλαισίων ανεξάρτητα από την εκτέλεση ή όχι αντιστοίχων ικανοτικών ελέγχων.

(5) Η συμπεριφορά του δομήματος είναι σε επαρκή βαθμό συνεπής με τα χρησιμοποιούμενα προσομοιώματα (για ανάλυση και διαστασιολόγηση), επιζητείται δηλαδή η ελαχιστοποίηση των αβεβαιοτήτων οι οποίες συνδέονται μ' αυτά τα υπολογιστικά μέσα.

(6) Πρέπει επίσης να λαμβάνονται μέτρα προστασίας, τόσο του υπό μελέτη κτιρίου όσο και των τυχόν υφισταμένων γειτονικών κτιρίων, από δυσμενείς συνέπειες προσκρούσεων κατά την διάρκεια του σεισμού.

1.3.2. Γενικά κριτήρια περιορισμού βλαβών

Η απαίτηση της παραγ. 1.2.2. θεωρείται ότι ικανοποιείται όταν επιπλέον των κριτηρίων της παραγ. 1.3.1 ικανοποιούνται και τα επόμενα τρία πρόσθετα κριτήρια:

(1) Οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων πρέπει να είναι μικρότερες από ορισμένες τιμές που θεωρούνται ότι αντιστοιχούν σε ανεκτό βαθμό βλάβης των μη φερόντων στοιχείων και ειδικότερα του οργανισμού πληρώσεως.

(2) Πρέπει να εξασφαλίζεται επαρκής αντοχή των στοιχείων στηρίξεως των κάθε είδους εγκαταστάσεων και προσαρτημάτων του δομήματος που να αντιστοιχεί σε ανεκτό βαθμό βλάβης τους ανάλογα με την λειτουργία και την σπουδαιότητα του δομήματος και των προσαρτημάτων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

2.1. Γενικά

(1) Οι σεισμικές δράσεις σχεδιασμού είναι οι ελάχιστες σεισμικές κινήσεις για τις οποίες απαιτείται να γίνεται ο σχεδιασμός των πάσης φύσεως δομημάτων στην Ελλάδα.

2.2. Σεισμικές κινήσεις Σχεδιασμού.

2.2.1. Διεύθυνση και στάθμη εφαρμογής

(1) Οι σεισμικές κινήσεις συνίστανται από οριζόντιες συνιστώσες και μία κατακόρυφη. Οι τρεις συνιστώσες θεωρούνται ότι είναι στατιστικά ανεξάρτητες.

(2) Οι σεισμικές κινήσεις σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους.

(3) Για κτίρια και γενικώς για δομήματα που είναι αντικείμενο του παρόντος κανονισμού οι σεισμικές κινήσεις σχεδιασμού θεωρούνται αμετάβλητες από την επιφάνεια του εδάφους μέχρι και την στάθμη ή τις στάθμες θεμελιώσεως. Ειδικότερα στην περίπτωση κτιρίου με διάφορες στάθμες θεμελιώσεως ή σεισμική κίνηση σχεδιασμού υποτίθεται ενιαία σε όλες τις στάθμες.

(4) Για δομήματα με κάτοψη συνήθων διαστάσεων και γενικώς για κτίρια οι σεισμικές μετακινήσεις του εδάφους λαμβάνονται ενιαίες σε ολόκληρη την κάτοψη των θεμελίων.

2.2.2. Καθορισμός Σεισμικών Κινήσεων Σχεδιασμού

(1) Οι σεισμικές κινήσεις σχεδιασμού καθορίζονται με φάσματα επιταχύνσεων σχεδιασμού (παραγ. 2.2.2.1. έως και 2.2.2.8).

(2) Στις ειδικές περιπτώσεις ελέγχου της σεισμικής απόκρισης με μη γραμμικές μεθόδους υπολογισμού, οι σεισμικές κινήσεις καθορίζονται σύμφωνα με το Παράρτημα Α. Σε κάθε περίπτωση η προκύπτουσα σεισμική απόκριση του δομήματος δεν επιτρέπεται να είναι ευμενέστερη εκείνης που προκύπτει από τους υπολογισμούς με βάση τα φάσματα επιταχύνσεων σχεδιασμού.

2.2.2.1. Οριζόντιες συνιστώσες

(1) Οι οριζόντιες συνιστώσες καθορίζονται με φάσμα επιταχύνσεων

σχεδιασμού του οποίου οι τεταγμένες $R_d(T)$ για κάθε ιδιοπερίοδο T σε sec υπολογίζονται από την σχέση:

$$R_d(T) = A.\gamma_I \cdot \frac{\beta_d(T)}{q} . \eta . \theta \qquad (2.1)$$

όπου

A είναι η σεισμική επιτάχυνση εδάφους (παραγ. 2.2.2.2.) A = α.g όπου α εδαφική επιτάχυνση ανηγμένη στην επιτάχυνση της βαρύτητας

γ_I είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας του δομήματος (παραγ. 2.2.2.3)

$\beta_d(T)$ είναι το τροποποιημένο ελαστικό φάσμα των σεισμικών κινήσεων σχεδιασμού ανηγμένο στην σεισμική επιτάχυνση εδάφους A (παραγ. 2.2.2.4)

η είναι διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης (παραγ. 2.2.2.4)

q είναι συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς (παραγ. 2.2.2.5)

θ είναι συντελεστής θεμελίωσης (παραγ. 2.2.2.7)

(2) Σε κάθε περίπτωση απαιτείται

$$\frac{R_d(T)}{A.\gamma_I.\theta} \geq 0.20$$

(3) Επιτρέπεται να λαμβάνεται $\beta_d(T) = 2.5$ ανεξαρτήτως κατηγορίας εδάφους και περιόδου του δομήματος.

2.2.2.2. Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

(1) Για την εφαρμογή του παρόντος Κανονισμού η Χώρα υποδιαιρείται σε τέσσερις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας I, II, III και IV, τα όρια των οποίων καθορίζονται στον Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδας (Σχ. 2.1.).

(2) Στον Πίνακα 2.1 δίνεται κατάλογος οικισμών του Ελληνικού χώρου και η Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας στην οποία ανήκουν.

(3) Σε κάθε Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους A σύμφωνα με τον Πίνακα 2.2.

(4) Οι τιμές των σεισμικών επιταχύνσεων εδάφους του Πίνακα 2.2. εκτιμάται σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα ότι έχουν πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια.

2.2.2.3. Συντελεστής σπουδαιότητας του δομήματος

(1) Τα δομήματα κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τον κίνδυνο που συνεπάγεται για τον άνθρωπο και τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχομένη καταστροφή τους ή διακοπή της λειτουργίας τους.

(2) Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μία τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I σύμφωνα με τον πίνακα 2.3.

2.2.2.4. Τροποποιημένο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού $\beta_d(T)$ (Σχ.2.2)

(1) Το τροποποιημένο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού $\beta_d(T)$ δίνεται για κάθε κατηγορία εδάφους, αναλυτικά από τις σχέσεις

$$\beta_d(T) = \begin{cases} \beta_o & \text{για } T < T_2 \\ \beta_o(T_2/T)^{2/3} & \text{για } T_2 < T \end{cases}$$

όπου

β_o: συντελεστής ενίσχυσης του φάσματος

T_2: χαρακτηριστική περίοδος του φάσματος σε sec

T: ιδιοπερίοδος σε sec

(2) οι αριθμητικές τιμές των β_o και T_2 δίνονται στον Πίνακα 2.4 για τις κατηγορίες εδάφους A, β και Γ (παρ. 2.2.2.6) όπως αυτές ορίζονται στον Πίνακα 2.5.

(3) Το τροποποιημένο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού αντιστοιχεί σε ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης ζ= 5%.

(4) Σε περίπτωση που το ποσοστό ζ κρίσιμης απόσβεσης έχει διαφορετική τιμή οι φασματικές τεταγμένες πολλαπλασιάζονται με τον διορθωτικό συντελεστή η:

$$\eta = \sqrt{5/\zeta} \geq 0.70 \qquad (2.2)$$

(5) Μέγιστες τιμές του ποσοστού κρίσιμης απόσβεσης ανάλογα με το υλικό του φέροντος συστήματος δίνονται στο Πίνακα 2.6.

2.2.2.5 Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς q

(1) Ο συντελεστής αυτός εισάγει την μείωση των σεισμικών φορτίων που οφείλεται στην μετελαστική συμπεριφορά του πραγματικού συστήματος σε σχέση με εκείνα που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα.

(2) Μέγιστες τιμές του q δίνονται στον Πίνακα 2.7 ανάλογα με το υλικό του δομικού συστήματος και το είδος του φορέα.

2.2.2.6 Κατάταξη εδαφών

(1) Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας τα εδάφη κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες A, B, Γ, Δ και X που περιγράφονται στον Πίνακας 2.5.

(2) Δόμηση μονίμων έργων σε εδάφη κατηγορίας X μπορεί να γίνει μόνο ύστερα από λεπτομερείς έρευνες και μελέτες και εφόσον ληφθούν κατάλληλα μέτρα βελτιώσεως των ιδιοτήτων του εδάφους και αντιμετωπισθούν ειδικώς τα συγκεχριμένα προβλήματα που υπάρχουν (βλ. Κεφ. 5).

(3) Σχηματισμός πάχους μικροτέρου των 5 m μπορεί να θεωρείται ότι ανήκει στην αμέσως προηγούμενη κατηγορία εδάφους με εξαίρεση την κατηγορία X.

2.2.2.7 Συντελεστής θεμελίωσης θ

(1) Ο συντελεστής θεμελίωσης θ εξαρτάται γενικά από το βάθος και την δυσκαμψία της θεμελίωσης.

(2) Σε εδάφη Κατηγορίας A ή B ο συντελεστής θ λαμβάνει την τιμή 1.00. Σε εδάφη Κατηγορίας Γ ή Δ ο συντελεστής θ επιτρέπεται να λαμβάνει τις τιμές που δίνονται στον Πίνακα 2.8 όταν συντρέχει τουλάχιστον μια από τις προϋποθέσεις που αναφέρονται στον Πίνακα 2.8 και εφόσον η προκύπτουσα φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού δεν είναι μικρότερη από εκείνη που θα προέκυπτε για έδαφος Κατηγορίας B.

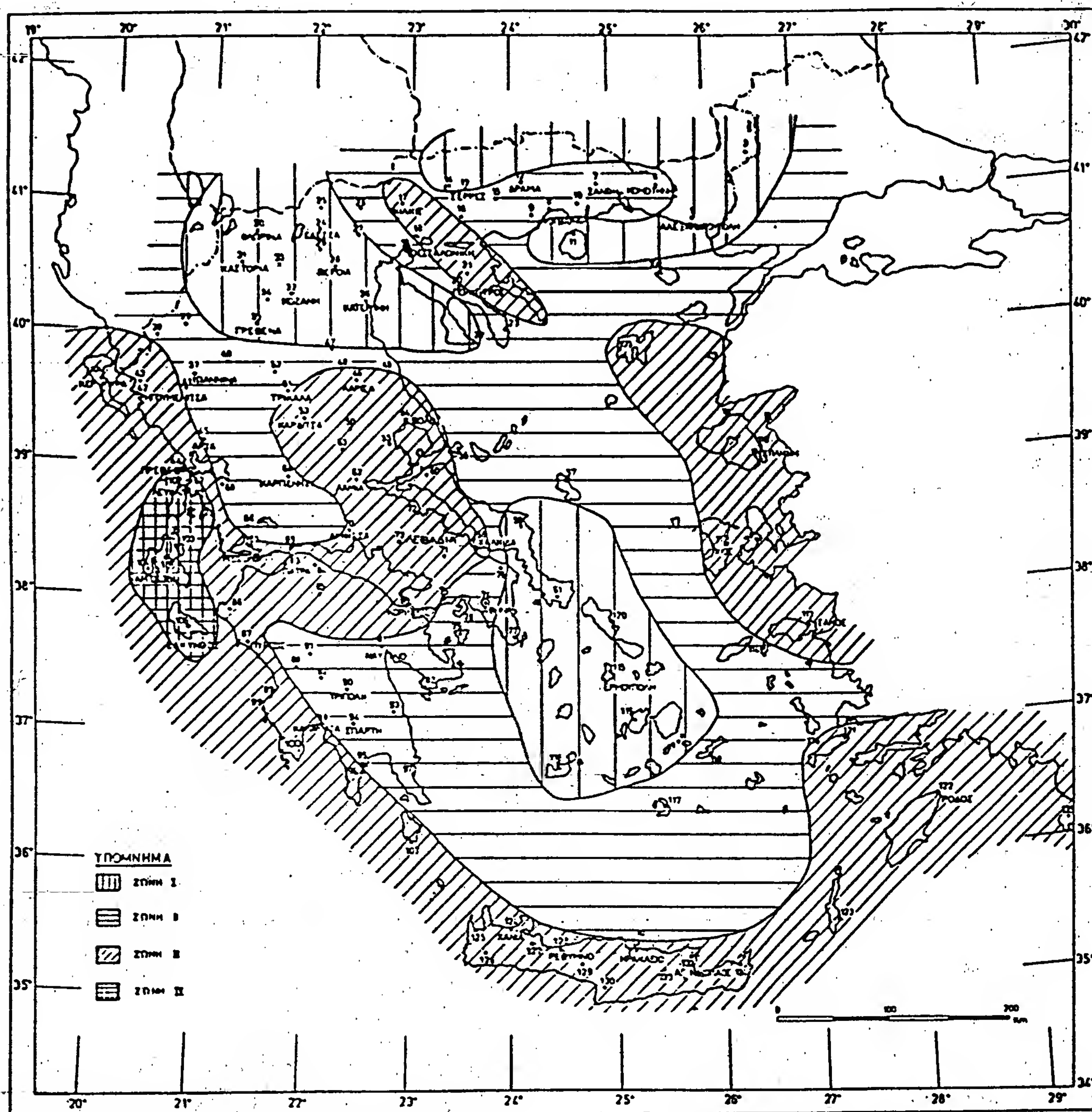
2.2.2.8 Κατακόρυφη συνιστώσα

(1) Η κατακόρυφη συνιστώσα καθορίζεται με φάσμα επιταχύνσεων του οποίου οι τεταγμένες $P_{d,v}(T)$ για κάθε ιδιοπερίοδο T σε sec υπολογίζονται από την σχέση:

$$R_{d,v}(T) = 0.70\ A.\gamma_I\ \frac{\beta_d(T)}{q_v}\ .\ n \qquad (2.3)$$

A, γ, β_d (T) και η όπως ορίσθηκαν στην παραγ. 2.2.2.1.

q_v: είναι συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς ο οποίος δεν επιτρέπεται να λαμβάνεται μεγαλύτερος του 0.5q όπου q οι συντελεστές συμπεριφοράς του Πίνακα 2.7 και οπωσδήποτε όχι μικρότερος της μονάδος.



ΣΧ. 2.1. Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδας

Πίνακας 2.1. Οικισμοί του Ελληνικού χώρου, οι οποίοι δίνονται στο Χάρτη Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας. Η πρώτη στήλη δίνει το όνομα του οικισμού, η δεύτερη τον αύξοντα αριθμό στον Χάρτη και η τρίτη την Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας.

ΟΝΟΜΑ ΟΙΚΙΣΜΟΥ	Α/Α	Κατηγορία
ΑΓΙΑ	49	II
ΑΓΙΟΣ ΝΙΚΟΛΑΟΣ	132	III
ΑΓΙΟΣ ΚΥΡΗΚΟΣ	114	II
ΑΓΡΙΝΙΟ	66	II
ΑΘΗΝΑ	74	II
ΑΙΓΙΝΑ	79	II
ΑΙΓΙΟΝ	84	III
ΑΛΕΞΑΝΔΡΟΥΠΟΛΗ	1	I
ΑΛΜΥΡΟΣ	55	III
ΑΜΑΡΙΟΝ	129	III
ΑΜΟΡΓΟΣ	118	II
ΑΜΦΙΛΟΧΙΑ	68	II
ΑΜΦΙΣΣΑ	70	III
ΑΝΑΒΡΙΔΑ	86	III
ΑΝΔΡΙΤΣΕΝΑ	88	II
ΑΝΔΡΟΣ	120	I
ΑΡΓΟΣΤΟΛΙ	104	IV
ΑΡΕΟΠΟΛΙΣ	96	II
ΑΡΙΔΑΙΑ	25	I
ΑΡΝΑΙΑ	21	III
ΑΡΤΑ	45	II
ΑΤΑΛΑΝΤΗ	72	III
ΒΑΜΟΣ	127	III
ΒΕΡΟΙΑ	28	I
ΒΟΛΟΣ	54	III
ΒΟΝΙΤΣΑ	67	III
ΓΑΙΟΣ		III
ΓΙΑΝΙΤΣΑ	27	I
ΓΟΥΜΕΝΙΤΣΑ	26	II
ΓΡΕΒΕΝΑ	35	I
ΓΥΘΕΙΟ	95	II
ΔΕΛΒΙΝΑΚΙΟ	38	II
ΔΗΜΗΤΣΑΝΑ	91	II
ΔΙΔΥΜΟΤΕΙΧΟ	3	I
ΔΟΜΟΚΟΣ	63	III
ΔΡΑΜΑ	12	II
ΕΔΕΣΣΑ	24	I
ΕΛΑΣΣΩΝ	47	II
ΕΛΕΥΘΕΡΟΥΠΟΛΗ	9	II
ΕΡΜΟΥΠΟΛΗ	115	I
ΖΑΚΥΝΘΟΣ	116	IV
ΗΓΟΥΜΕΝΙΤΣΑ	42	III
ΗΡΑΚΛΕΙΟ	131	III
ΘΑΣΟΣ	11	I
ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗ	19	II
ΘΗΒΑ	71	III
ΘΗΡΑ	117	II
ΙΘΑΚΗ	103	IV
ΙΣΤΙΑΙΑ	60	III
ΙΩΑΝΝΙΝΑ	37	II
ΚΑΒΑΛΑ	8	II
ΚΑΛΑΒΡΥΤΑ	85	III
ΚΑΛΑΜΑΤΑ	98	III
ΚΑΛΑΜΟΣ	76	II
ΚΑΛΑΜΠΑΚΑ	52	II
ΚΑΛΥΜΝΟΣ	136	II
ΚΑΝΤΑΝΟΣ	126	III
ΚΑΡΔΙΤΣΑ	53	III
ΚΑΡΠΑΘΟΣ	123	III
ΚΑΡΠΕΝΗΣΙ	64	II
ΚΑΡΥΣΤΟΣ	61	I
ΚΑΣΤΕΛΙΟΝ	133	III
ΚΑΣΤΕΛΟΡΙΖΟ	135	III
ΚΑΣΤΟΡΙΑ	31	I
ΚΑΤΕΡΙΝΗ	36	I
ΚΕΡΚΥΡΑ	101	III
ΚΙΛΚΙΣ	17	III
ΚΙΣΣΑΜΟΣ	125	III
ΚΟΖΑΝΗ	32	I
ΚΟΜΟΤΗΝΗ	6	II
ΚΟΝΙΤΣΑ	39	II
ΚΟΡΙΝΘΟΣ	80	III
ΚΥΘΗΡΑ	107	III
ΚΥΜΗ	59	I
ΚΥΠΑΡΙΣΣΙΑ	89	III
ΚΩΣ	121	III
ΛΑΓΚΑΔΑΣ	18	III
ΛΑΜΙΑ	62	III
ΛΑΡΙΣΑ	46	III
ΛΑΥΡΙΟ	77	I
ΛΕΒΑΔΕΙΑ	73	III
ΛΕΥΚΑΔΑ	102	IV
ΛΕΧΑΙΝΑ		III
ΛΕΩΝΙΔΙΟΝ	93	II
ΜΕΓΑΛΟΠΟΛΗ	92	II
ΜΕΓΑΡΑ	75	II
ΜΕΣΟΛΟΓΓΙ	65	II
ΜΕΤΣΟΒΟ	40	II
ΜΗΘΥΜΝΑ	111	III
ΜΗΛΟΣ	116	I
ΜΟΙΡΑΙ	130	III
ΜΟΝΕΜΒΑΣΙΑ	97	II
ΜΥΡΙΝΑ	109	III
ΜΥΤΙΛΗΝΗ	110	III
ΝΑΟΥΣΑ	29	I
ΝΑΥΠΑΚΤΟΣ	69	III
ΝΑΥΠΛΙΟ	81	II
ΝΕΑ ΖΙΧΝΗ	15	II
ΝΙΓΡΙΤΑ	16	II
Ν. ΔΩΔΩΝΗ	41	II
ΞΑΝΘΗ	7	II
ΟΡΕΣΤΙΑΔΑ	2	I
ΠΑΛΙΟΥΡΙ	22	I
ΠΑΡΟΣ	119	I
ΠΑΤΡΑ	83	III
ΠΟΛΥΓΥΡΟΣ	20	II
ΠΟΡΤΟΧΕΛΙ	82	II
ΠΡΕΒΕΖΑ	44	III
ΠΤΟΛΕΜΑΪΔΑ	33	I
ΠΥΛΟΣ	100	III
ΠΥΡΓΟΣ	87	III
ΡΕΘΥΜΝΟ	128	III
ΡΟΔΟΣ	122	III
ΣΑΛΑΜΙΝΑ	78	II
ΣΑΜΗ	105	IV
ΣΑΜΟΘΡΑΚΗ	108	II
ΣΑΜΟΣ	113	III
ΣΑΠΠΑΙ	5	I
ΣΑΡΤΗ	23	II
ΣΕΡΡΕΣ	13	I
ΣΗΤΕΙΑ	134	III
ΣΙΑΤΙΣΤΑ	34	I
ΣΙΔΗΡΟΚΑΣΤΡΟ	14	I
ΣΚΙΑΘΟΣ	56	II
ΣΚΥΡΟΣ	57	II
ΣΟΥΦΛΙ	4	I
ΣΠΑΡΤΗ	94	II
ΤΡΙΚΑΛΑ	51	II
ΤΥΛΟΣ		III
ΤΥΡΝΑΒΟΣ	48	II
ΦΑΡΣΑΛΑ	50	III
ΦΙΛΙΑΤΡΑ	99	III
ΦΙΛΙΑΤΤΑΙ	43	III
ΦΛΩΡΙΝΑ	30	I
ΧΑΛΚΙΔΑ	58	III
ΧΑΝΙΑ	124	III
ΧΙΟΣ	112	III
ΧΡΥΣΟΥΠΟΛΗ	10	II

Πίνακας 2.2. Σεισμική επιτάχυνση εδάφους: A=α.g (g: επιτάχυνση βαρύτητας)

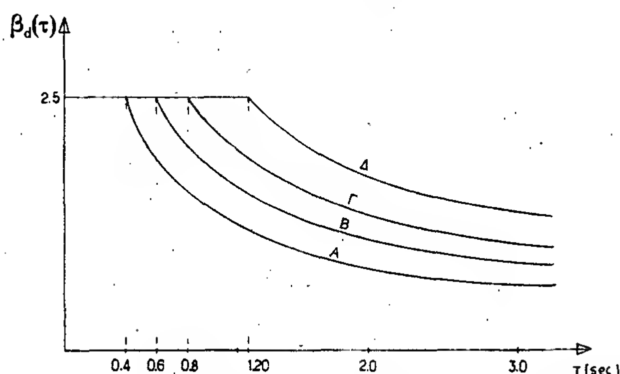
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III	IV
α	0.12	0.16	0.24	0.36

Πίνακας 2.3 Συντελεστές Σπουδαιότητας

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ		γ_1
Σ_1:	– Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα, (υπόστεγα, στάβλοι) κλπ.	0.85
Σ_2:	– Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.	1.00
Σ_3:	– Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημοσίων συναθροίσεων αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου. – Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής αξίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες κλπ.	1.15
Σ_4:	– Κτίρια των οποίων η λειτουργία τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού όσο και μετά τους σεισμούς είναι ζωτικής σημασίας όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημοσίων επιτελικών υπηρεσιών. – Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία κλπ.).	1.30

Πίνακας 2.4 Τιμές β_0 και T_2

Κατηγορία εδάφους	Α	Β	Γ	Δ
β_0	2.5	2.5	2.5	2.5
T_2 sec	0.4	0.6	0.8	1.2



Σχ.2.2. Τροποποιημένο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού β_d (T)

Πίνακας 2.5 Κατηγορίες εδάφους

ΚΑΤ/ΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
Α	– Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με την προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση. – Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλυοαργιλικών προσμίξεων πάχους μικρότερου των 70 μ. – Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου, πάχους μικροτέρου των 70 μ.
Β	– Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη. – Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου του 70 μ. – Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70 μ.
Γ	– Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ., ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλυτέρου των 70 μ. – Ιλυοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής, σε πάχος μεγαλύτερο των 5μ.
Δ	– Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλασιμότητας (I_P>50) συνολικού πάχους μεγαλυτέρου των 10 μ.
Χ	Χ1 Κατολισθαίνοντα εδάφη. Χ2 Εδαφικοί ή βραχώδεις σχηματισμοί στους οποίους υπάρχουν ή είναι πιθανόν να σχηματισθούν σπήλαια. Χ3 Χάλαρα λεπτόκοκκα αμμοιλυώδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιον κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων). Χ4 Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα. Χ5 Απότομες κλιτείς καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων. Χ6 Χαλαρά κοκκώδη ή μαλακά ιλυοαργιλικά εδάφη, εφόσον έχει αποδειχθεί ότι είναι επικίνδυνα από άποψη δυναμικής συμπυκνώσεως ή απώλειας αντοχής. Χ7 Πρόσφατες χαλαρές επιχωματώσεις (μπάζα). Οργανικά εδάφη. Χ8 Εδάφη κατηγορίας Γ με επικίνδυνως μεγάλη κλίση.

Πίνακας 2.6. Μέγιστες τιμές ποσοστού κρίσιμης απόσβεσης ζ(%)

Είδος Κατασκευής		ζ
Μεταλλική	: με συγκολλήσεις	2
	με κοχλιώσεις	4
Σκυρόδεμα	: οπλισμένο	5
	: προεντεταμένο	3
Τοιχοποιία	: οπλισμένη	6
	διαζωματική	6
Ξύλινα	: πετάσματα	9
	: πλαίσια	7

Παρατηρήσεις

1. Οι τιμές του πίνακα αναφέρονται σε «γυμνή» κατασκευή στην ελαστική περιοχή συμπεριφοράς.
2. Στην ανελαστική περιοχή συμπεριφοράς ανεξάρτητα από την τιμή του ζ, η τιμή του συντελεστή ή της σχέσης 2.2 επιτρέπεται να λαμβάνεται ίση με την μονάδα επειδή η επίδραση της απόσβεσης θεωρείται ότι συμπεριλαμβάνεται στον δείκτη συμπεριφοράς q.

Πίνακας 2.7 Μέγιστες τιμές συντελεστών σεισμικής συμπεριφοράς q

1. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	q*
α.	πλαίσια ή μικτά συστήματα	3.5
β.	φορείς αποτελούμενοι μόνο από τοιχώματα που λειτουργούν σαν πρόβολοι	3.0
γ.	φορείς οι οποίοι συνίστανται ουσιαστικώς από ένα πρόβολο και άνω του 50% της συνολικής μάζας του	

	δομήματος είναι συγκεντρωμένο στο ανώτερο 1/3 του ύψους του δομήματος.	2.0

* Οι παραπάνω τιμές του q αφορούν κυρίως μονολιθικές κατασκευές.

2. ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΕΣ

	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	q
α.	τοιχοποιία με οριζόντια διαζώματα	1.5
β.	τοιχοποιία με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2.0
γ.	τοιχοποιία οπλισμένη (κατακορύφως και οριζοντίως)	2.5

3. Χάλυβας

	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	q
α.	πλαίσια	4.0
β.	δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα	
β.1	διαγώνιοι σύνδεσμοι	3.0
β.2	σύνδεσμοι τύπου V ή Λ	1.5
β.3	σύνδεσμοι τύπου Κ (όπου επιτρέπονται*)	1.0
γ.	δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα*	4.0

* βλέπε Παράρτημα: Κανόνες Εφαρμογής για φέροντα στοιχεία από χάλυβα

Πίνακας 2.8 Συντελεστή θεμελίωσης θ

	Προϋποθέσεις	θ
1α.	Το κτίριο διαθέτει ένα υπόγειο	
1β.	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι γενική κοιτόστρωση	0.90
1γ.	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που φέρουν δοκούς συνδέσεως στην κεφαλή	
2α.	Το κτίριο διαθέτει δύο τουλάχιστον υπόγεια	
2β.	Το κτίριο διαθέτει ένα τουλάχιστον υπόγειο και η θεμελίωση είναι γενική κοιτόστρωση	0.80
2γ.	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που συνδέονται με ενιαίο κεφαλόδεσμο (όχι αναγκαστικά ενιαίου πάχους)	

Παρατήρηση

Υπόγειος θεωρείται ένας όροφος όταν έχει περιμετρικά τοιχεία έτσι ώστε οι συνδεόμενες πλάκες να είναι πρακτικά αμετάθετες.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

3.1 Μέθοδοι υπολογισμού Σεισμικής Απόκρισης.

1) Ο παρών Κανονισμός προβλέπει την εφαρμογή των παρακάτω δύο μεθόδων γραμμικού υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης:

α. Δυναμική φασματική μέθοδος.

β. Ισοδύναμη στατική μέθοδος.

2) Το πεδίο και ο τρόπος εφαρμογής των παραπάνω μεθόδων καθορίζεται στις παραπάνω παραγρ. 3.3. και 3.4 αντιστοίχως.

3) Σε εντελώς ειδικές περιπτώσεις επιτρέπεται συμπληρωματικά προς τις παραπάνω μεθόδους, η εφαρμογή άλλων δοκίμων μεθόδων υπολογισμού όπως γραμμική ή μη γραμμική ανάλυση με εν χρόνω ολοκλήρωση επιταχυνσιογραφημάτων κ.λπ. Οι μέθοδοι αυτές θα εφαρμόζονται υπό μορφή προσθέτων ελέγχων και προς την πλευρά της ασφάλειας.

4) Ανεξάρτητα από τη μέθοδο που ακολουθείται η οριζόντια σεισμική δράση σχεδιασμού θα θεωρείται ότι δρα χωριστά σε δύο οριζόντιες κάθετες μεταξύ των διαυθύνσεις. Οι προκύπτουσες αποκρίσεις θα συνδυάζονται σύμφωνα με τα οριζόμενα στην παράφραφο 3.3.4.

5) Για τον υπολογισμό των μεγίστων τιμών των μετακινήσεων του φορέα, οι μετακινήσεις που προκύπτουν από το γραμμικό υπολογισμό με την σεισμική δράση σχεδιασμού θα πολλαπλασιάζονται επί τον αντίστοιχο συντελεστή συμπεριφοράς.

6) Επιτρέπεται εν γένει η παράλειψη της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού εκτός από τις περιπτώσεις φορέων από προεντεταμένο σκυρόδεμα και δοκών που φέρουν φυτευτά υποστυλώματα (βλ. και παραγρ. 4.1.2.3.). Στις περιπτώσεις αυτές επιτρέπεται η προσομοίωση και ανάλυση των παραπάνω δομικών στοιχείων σύμφωνα με την παραγρ. 3.5 ανεξάρτητα από την υπόλοιπη κατασκευή.

3.2. Προσομοίωση

3.2.1. Ελευθερίες Κινήσεως

1) Ο αριθμός και το είδος των ελευθεριών κινήσεως εκλέγεται σε κάθε περίπτωση με κριτήριο την απόδοση με επαρκή προσέγγιση όλων των σημαντικών πραμορφώσεων και δυνάμεων αδράνειας των φορέων.

2) Σε κτίρια υποκείμενα σε οριζόντια σεισμική δράση και με εξασφαλισμένη τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών αρκεί, γενικά, η θεώρηση τριών ελευθεριών κινήσεως ανά όροφο (δύο μετατοπίσεις και μία στροφή).

3) Η στήριξη των φορέων στο έδαφος θεωρείται, γενικά, στερεά. Επιτρέπεται η εισαγωγή πρόσθετων ελευθεριών κινήσεως των σημείων στηρίξεως (ελαστική στήριξη).

3.2.2. Προσομοίωση των Μαζών

1) Η διακριτοποίηση των κατανεμημένων μαζών των κατασκευών σε ιδεατές συγκεντρωμένες μάζες γίνεται με τους παρακάτω όρους:

α. Κάθε σημείο συγκέντρωσης μάζας εφοδιάζεται με την μάζα και με τις ροπές αδράνειας μάζας του στερεού τμήματος στο οποίο αντιστοιχεί, ανάλογα με τον αριθμό και το είδος των ελευθεριών κινήσεως που διαθέτει.

β. Η κατανομή των συγκεντρωμένων μαζών στην έκταση της κατασκευής γίνεται με κριτήριο τη διατήρηση του κέντρου βάρους και των ροπών αδράνειας των κατανεμημένων μαζών.

γ. Επιτρέπεται η αιτιολογημένη παράλειψη των ροπών αδράνειας μάζας και η απαλοιφή των αντίστοιχων δυναμικών ελευθεριών κινήσεως από το προσομοίωμα.

2) Στα κτίρια αρκεί, γενικά, η συγκέντρωση της μάζας κάθε ορόφου και της αντίστοιχης ροπής αδράνειας μάζας περί κατακόρυφο άξονα στο κέντρο βάρους του ορόφου.

3) Οι τιμές των μαζών προκύπτουν από τα κατακόρυφα φορτία $G_x + \Psi_2 Q_x$, όπου G_x και Q_x είναι οι αντιπροσωπευτικές τιμές των μόνιμων και μεταβλητών φορτίων και ψ_2 μειωτικός συντελεστής που δίδεται από τον Πίνακα 4.1.

3.2.3. Προσομοίωση Δυσκαμψίας Φερόντων Στοιχείων

1) Στο προσομοίωμα του δομήματος θα λαμβάνονται υπόψη όλα τα φέροντα στοιχεία που έχουν σημαντική συμβολή στην δυσκαμψία του συτήματος. Στο πλαίσιο της ισοδύναμης γραμμικής ανάλυσης που κινείται ο παρών κανονισμός, η δυσκαμψία των στοιχείων πρέπει να αποδίδει με επαρκή προσέγγιση την παραμόρφωση υπό τις μέγιστες τάσεις που προκαλούνται από την σεισμική δράση σχεδιασμού. Σε στοιχεία που αναπτύσουν πλαστικές αρθρώσεις θα χρησιμοποιείται η τέμνουσα δυσκαμψία στο υπολογιστικό σημείο διαρροής.

2) Σε περίπτωση που το υλικό του δομικού συστήματος είναι οπλισμένο σκυρόδεμα οι δυσκαμψίες των στοιχείων θα υπολογίζονται με παραδοχή Σταδίου ΙΙ. Εάν δεν γίνεται ακριβέστερη εκτίμηση, η καμπτική δυσκαμψία Σταδίου ΙΙ επιτρέπεται να λαμβάνεται για τα υποστυλώματα ίση με αυτήν του Σταδίου Ι, χωρίς συνυπολογισμό της συμβολής του οπλισμού (δυσκαμψια γεωμετρικής διατομής), για τα τοιχώματα ίση με τα 2/3 της παραπάνω τιμής, και για τα οριζόμενα στοιχεία ίση με το 1/2, ενώ η στρεπτική δυσκαμψία όλων των στοιχείων (εφόσον δεν αγνοείται) ίση με 1/10 της αντίστοιχης τιμής του Σταδίου Ι.

3) Μέσα στα πλαίσια ισχύος των γραμμικών μεθόδων υπολογισμού που δέχεται ο παρών κανονισμός προβλέπεται:

α. Η χρήση γραμμικού προσομοιώματος μηχανικής συμπεριφοράς της κατασκευής με την εισαγωγή του κατάλληλου «δείκτη συμπεριφοράς» q.

β. Η εξομοίωση όλων των τύπων αποσβέσεως - πλην της υστερητικής - με μία ισοδύναμη ιξώση γραμμική απόσβεση, η οποία εκφράζεται ως ποσοστό ζ(%) της κρίσημης απόσβεσης. Στον πίνακα 2.14 δίδονται οι τιμές του ζ για τα συνήθη είδη κατασκευών που ισχύουν για ελαστική απόκριση.

γ. Η λήψη κατασκευστικών μέτρων για την υποβάθμιση ειδικών φαινομένων μη γραμμικότητας (βλ. παρ. 4.1.2.4., 5.2.3.2).

4) Κατά την προσομοίωση του εδάφους θεμελιώσεως επιτρέπεται εν

γένει η παράλειψη των αδρανειακών και αποσβεστικών του χαρακτηριστικών και η θεώρηση μόνον των ελαστικών (ελαστηριακές σταθερές).

Τυχηματική Εκκεντρότητα Ορόφου

1) Για την αντιμετώπιση στρεπτικών επιπονήσεων ενός κτιρίου οφειλομένων σε παράγοντες που δεν είναι πρακτικά εφικτό να προσομοιωθούν, η σεισμική δράση σε κάθε όροφο θα λαμβάνεται μετατοπισμένη διαδοχικά, εκατέρωθεν του κέντρου βάρους, κάθετα προς την διεύθυνση της σεισμικής δράσης, σε απόσταση ίση με την ταχηματική εκκεντρότητα e_{ti} του ορόφου i.

2) Η τυχηματική εκκεντρότητα e^{ti} σε κάθε διεύθυνση υπολογισμού λαμβάνεται ίση προς 0,05L όπου L το πλάτος του ορόφου κάθετα προς τη διεύθυνση της σεισμικής δράσης.

3) Λόγω της εγγενούς αβεβαιότητας της τιμής της τυχηματικής εκκεντρότητας επιτρέπεται σε κάθε περίπτωση ο προσδιορισμός των σχετικών αποκρίσεων να γίνεται με μεθόδους αναλόγου ακριβείας. Κατά συνέπεια αντί της δυναμικής ή στατικής ανάλυσης συστημάτων με μετατοπισμένα κέντρα μάζας, επιτρέπεται η αποτίμηση μέσω πρόσθετης στατικής φόρτισης από ομόσημα στρεπτικά ζεύγη σε κάθε όροφο ίσα προς $\pm e_{ti}F_i$ όπου το σεισμικό φορτίο του ορόφου F_i, αν δεν υπολογίζεται ακριβέστερα, μπορεί να λαμβάνεται από την σχέση (3.7) ακόμα και στη περίπτωση κατά την οποία ο υπολογισμός της σεισμικής απόκρισης γίνεται με την δυναμική φασματική μέθοδο.

4) Σε εύστρεπτους ορόφους η τυχηματική εκκεντρότητα πολλαπλασιάζεται επί συντελεστή ξι όταν εφαρμόζεται η Δυναμική Φασματική Μέθοδος ή $1.5\xi_i$ όταν εφαρμόζεται η Ισοδύναμη Στατική Μέθοδος, όπου:

$$\xi_i = (\Delta_{max}/1.2\Delta m)^2 \leq 3.0 \text{ όπου:}$$

Δ_{max} είναι η μέγιστη σχετική μετακίνηση της οροφής ως προς το δάπεδο του ορόφου i, μετρούμενης κατά μήκος μιας σειράς περιμετρικών κατακόρυφων στοιχείων.

$\Delta m = (\Delta_{max} + \Delta_{min})/2$ είναι η σχετική μετακίνηση του ορόφου i.

Δ_{min} είναι η αντίστοιχη ελάχιστη σχετική μετακίνηση του ιδίου ορόφου στην ίδια διεύθυνση (σε απέναντι στοιχεία της περιμέτρου).

Στις παραπάνω μετακινήσεις πρέπει να περιλαμβάνεται και η συμβολή της τυχηματικής εκκεντρότητας χωρίς την επαύξηση με τον συντελεστή ξ_i. Με την έννοια αυτής της διατάξεως ένας όροφος θεωρείται εύστρεπτος όταν $\xi_i \geq 1.0$.

5) Επιτρέπεται εναλλακτικά να λαμβάνεται η τυχηματική εκκεντρότητα ίση με 0.10L χωρίς επαύξηση με τον συντελεστή ξ_i ο οποίος στην περίπτωση αυτή δεν επιτρέπεται να υπερβαίνει την τιμή 2.50.

3.3. Δυναμική Φασματική Μέθοδος.

3.3.1. Ορισμός και Πεδίο Εφαρμογής.

1) Στην δυναμική φασματική μέθοδο η απόκριση του συστήματος προκύπτει από κατάλληλη επαλληλία των μεγίστων αποκρίσεων που αντιστοιχούν σε κάθε ιδιομορφή.

2) Η μέθοδος αυτή είναι γενικής εφαρμογής.

3.3.2 Πλήθος ιδιομορφών.

1) Ο ελάχιστος αριθμός των ιδιομορφών που λαμβάνεται υπόψη καθορίζεται εν γένει έτσι ώστε το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών να μην υπολείπεται από το 90% της ταλαντούμενης μάζας του συστήματος.

2) Σε περιπτώσεις στις οποίες η παραπάνω απαίτηση δεν είναι δυνατόν να ικανοποιηθεί (π.χ. κτίρια και γενικώς δομήματα τα οποία παρουσιάζουν σύζευξη μεταφορικών και στρεπτικών ταλαντώσεων) το πλήθος των ιδιομορφών που λαμβάνεται υπόψη αρκεί, εν γένει να είναι τουλάχιστον ίσο με $3\sqrt{N}$ όπου N ο αριθμός των ορόφων και να περιλαμβάνει όλες τις ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο $T_i > 0.20$ sec.

3.3.3 Επαλληλία Ιδιομορφικών Αποκρίσεων.

1) Η επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών X_i τυχόντος μεγέθους αποκρίσεως X για κάθε συνιστώσα της σεισμικής δράσης σχεδιασμού επιτρέπεται εν γένει να γίνεται με τον κανόνα της απλής τετραγωνικής επαλληλίας:

$$X = \pm [X_1^2 + X_2^2 + ...X_x^2]^{0.5}$$

όπου k είναι το πλήθος των ιδιομορφών.

2) Όταν ο λόγος των τιμών διαδοχικών ιδιοπεριόδων T_{i+1}/T_i είναι μεγαλύτερος από $10/(10 + \zeta)$ συνιστάται η εφαρμογή κανόνων επαλληλίας που να λαμβάνουν υπόψη ακριβέστερα τον συγχρονισμό των αντίστοιχων αποκρίσεων.

3) Οι κανόνες επαλληλίας ιδιομορφικών μεγεθών δίνουν τις πιθανές ακρότατες τιμές (μέγιστη και ελάχιστη) οποιουδήποτε μεγέθους έντασης ή παραμόρφωσης. Δεν δίνουν όμως τις πιθανές ταυτόχρονες τιμές άλλων συνυπαρχόντων μεγεθών. Ο προσδιορισμός των πιθανών ταυτόχρονων τιμών άλλων μεγεθών είναι αναγκαίος σε περιπτώσεις που η αντοχή εξαρτάται από περισσότερα από ένα εντατικά μεγέθη. Στις περιπτώσεις αυτές αν δεν γίνει ακριβέστερος υπολογισμός επιτρέπεται οι πιθανές ταυτόχρονες τιμές να λαμβάνονται ίσες με τις μέγιστες είτε με εναλλασσόμενο πρόσημο είτε με κατάλληλη επιλογή του πιθανού προσήμου. (βλ. και παραγρ. 4.1.3. (2).).

3.3.4 Χωρική Επαλληλία.

1) Η πιθανή μέγιστη τιμή τυχόντως μεγέθους αποκρίσεως X για ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσών του σεισμού υπολογίζεται με την σχέση:

$$X = \pm [X_x^2 + X_y^2 + X_z^2]^{0.5}$$

Όπου X_x, X_y και X_z οι μέγιστες πιθανές τιμές του υπόψη μεγέθους για ανεξάρτητη σεισμική δράση κατά τις διευθύνσεις x,y και z.

2) Αντί της προηγούμενης σχέσης επιτρέπεται να εφαρμόζεται και ο δυσμενέστερος από τους επόμενους συνδυασμούς:

$$X = \pm X_x \pm \lambda X_y \pm \mu X_z \quad 3.3\alpha$$
$$X = \pm \lambda X_x \pm X_y \pm \mu X_z \quad 3.3\beta$$
$$X = \pm \lambda X_x \pm \mu X_y \pm X_z \quad 3.3\gamma$$

όπου $\lambda = \mu = 0.3$. Στη συνήθη περίπτωση αγνοήσεως της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού (βλ. παραγρ. 4.1.2.1.) ο τρίτος συνδυασμός παραλείπεται και τίθεται $\mu = 0$ στους δύο πρώτους.

3.4. Ισοδύναμη Στατική Μέθοδος.

3.4.1. Ορισμός και Πεδίο Εφαρμογής.

1) Στην ισοδύναμη Στατική Μέθοδο η απόκριση του συστήματος προκύπτει από την εφαρμογή ισοδυνάμων σεισμικών φορτίων τα οποία υπολογίζονται σύμφωνα με την παραγ. 3.4.2. Τα ισοδύναμα σεισμικά φορτία εφαρμόζονται στις θέσεις των συγκεντρωμένων μαζών της κατασκευής σαν στατικά φορτία.

2) Η μέθοδος εφαρμόζεται σε κατασκευές οι οποίες έχουν την ακόλουθη ιδιότητα: υπάρχουν δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις οριζόντιας σεισμικής δράσης για κάθε μία από τις οποίες η ιδιομορφή με υψηλό ποσοστό συμμετοχής στην σεισμική απόκριση είναι κυρίως μεταφορική.

3) Ειδικότερα, επιτρέπεται η εφαρμογή της περιόδου στις παρακάτω περιπτώσεις:

α. Κανονικά κτίρια μέχρι 10 ορόφους.

β. Μη κανονικά κτίρια μέχρι 6 ορόφους. Εξαιρούνται τα μη κανονικά κτίρια σπουδαιότητας Σ_4 άνω των 2 ορόφων ανεξάρτητα της σεισμικής ζώνης στην οποία ευρίσκονται καθώς και τα μη κανονικά κτίρια σπουδαιότητας Σ_3 άνω των 3 ορόφων στις σεισμικές ζώνες III και IV.

4) Ένα κτίριο θα λέγεται κανονικό όταν ικανοποιεί τις παρακάτω συνθήκες:

α. Δεν έχει κανένα εύστρεπτο όροφο κατά την έννοια της παραγ. 3.2.4(4).

β. Η αύξηση ή μείωση $\Delta K_i = K_{i+1} - K_i$ της δυσκαμψίας K_i ενός ορόφου σε κάθε οριζόντια διεύθυνση δεν υπερβαίνει τις τιμές $0.35K_i$ και $0.50K_i$ αντίστοιχα. Η δυσκαμψία ενός ορόφου σε μια οριζόντια διεύθυνση μπορεί να υπολογισθεί ως ο λόγος της τέμνουσας του ορόφου στη διεύθυνση αυτή (άθροισμα των οριζοντίων σεισμικών φορίων F_i κατά την εξ. 3.7, από την κορυφή του κτιρίου μέχρι και την στάθμη του εν λόγω ορόφου, συμπεριλαμβανομένου), προς τη σχετική μετακίνηση του κέντρου της μάζας στην οριζόντια αυτή διεύθυνση.

γ. Η αύξηση ή μείωση $\Delta m_i = m_{i+1} - m_i$ της μάζας m_i ενός ορόφου δεν υπερβαίνει τις τιμές $0.35m_i$ και $0.50\ m_i$ αντίστοιχα.

Στις παραπάνω συνθήκες θεωρείται ότι ο όροφος i + 1 υπέρκειται του ορόφου i.

3.4.2. Ισοδύναμα Σεισμικά φορτία.

(1) Το συνολικό μέγεθος των σεισμικών φορτίων V_o (τέμνουσα βάσης) υπολογίζεται από την σχέση:

$$V_o = M.R_d\ (T) \quad 3.4.$$

όπου:

M είναι η συνολική ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής.

R_d (T) είναι η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού όπως υπολογίζεται από την σχέση 2.1.

T είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ταλάντωσης στη διεύθυνση της σεισμικής δράσης και επιτρέπεται να υπολογίζεται με οποιαδήποτε αναγνωρισμένη προσεγγιστική μέθοδο της Μηχανικής. Σε ορθογωνική κά-

τοφη επιτρέπεται η εφαρμογή του παρακάτω τύπου για τον υπολογισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου:

$$T = 0.09\, HL^{-1/2} \{ H / (H + pL) \}^{1/2} \quad 3.5$$

όπου:

H = ύψος του κτιρίου

L = μήκος του κτιρίου κατά τη θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού

p = πηλίκο της επιφάνειας των διατομών των τοιχωμάτων και των υποστυλωμάτων

(2) Η καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων γίνεται σύμφωνα με την σχέση:

$$F_i = (V_o - V_H).m_i\varphi_i / \sum_{1}^{N} m_j\, \varphi_j \quad i = 1,2,... N \quad 3.6$$

όπου:

m_i είναι η συγκεντρωμένη μάζα στην στάθμη i

φ_i η μεταφορική συνιστώσα της ιδιομορφής στο κέντρο μάζας της στάθμης i κατά τη διεύθυνση της οριζόντιας σεισμικής δράσης η οποία επιτρέπεται να υπολογίζεται προσεγγιστικά με οποιαδήποτε αναγνωρισμένη μέθοδο.

$V_H = 0.07\, TV_o < 0.25\, V_o$ μια πρόσθετη δύναμη που εφαρμόζεται στην κορυφή του κτιρίου όταν $T > 1$sec.

N είναι ο αριθμός των σταθμών (ορόφων).

(3) Σε κανονικά κτίρια γενικώς επιτρέπεται η καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων να γίνεται σύμφωνα με την σχέση:

$$F_i = (V_o - V_H).m_i\, z_i / \sum_{1}^{N} m_j\, z_j \quad i = 1,2,... N \quad 3.7$$

όπου:

Z_i η απόσταση της στάθμης i από την βάση.

(4) Η κατανομή των σεισμικών φορτίων σύμφωνα με την σχέση 3.7. επιτρέπεται να εφαρμόζεται επίσης στις παρακάτω περιπτώσεις:

α. Μη κανονικά κτίρια σπουδαιότητας Σ_1, Σ_2 και Σ_3 μέχρι 2 ορόφους σε οποιαδήποτε ζώνη σεισμικότητας.

β. Μη κανονικά κτίρια σπουδαιότητας Σ_1, και Σ_2 μέχρι 3 ορόφους σε ζώνες σεισμικότητας I, II και III.

γ. Μη κανονικά κτίρια σπουδαιότητας Σ_1, και Σ_2 μέχρι 4 ορόφους σε ζώνες σεισμικότητας I και II.

3.5. Κατακόρυφη Σεισμική Διέγερση

(1) Ο έλεγχος μεμονωμένων δομικών στοιχείων για κατακόρυφη σεισμική διέγερση μπορεί να γίνει με την παρακάτω απλοποιημένη μεθοδολογία

α. Η κατακόρυφη σεισμική διέγερση εφαρμόζεται στα σημεία στηρίξεως του στοιχείου.

β. Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του στοιχείου υπολογίζεται με τον τύπο του Rayleigh:

$$T = 2\pi \sqrt{\sum_{4}^{N} m_i\, y_i^2 / \sum_{4}^{N} m_i\, y_i}, \quad i = 1, 2, ...N,$$

όπου y_i οι μετατοπίσεις των συγκεντρωμένων μαζών m_i λόγω των κατακόρυφων φορτίων $m_i\, g$ (όπου g η επιτάχυνση της βαρύτητας).

γ. Τα κατακόρυφα σεισμικά φορτία δίδονται από τον τύπο:

$$F_i = M\, R_{d,v}\, (T)\, m_i\, y_i / \sum_{4}^{N} m_j\, y_j, \quad i = 1.2....,N$$

όπου M η ταλαντούμενη μάζα του στοιχείου, $R_{d,v}(T)$ το φάσμα της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού και N το πλήθος των συγκεντρωμένων μαζών m_i.

(2) Η μεθοδολογία του προηγούμενου άρθρου εφαρμόζεται ανεξάρτητα από τη μέθοδο υπολογισμού για οριζόντια σεισμική διέγερση.

3.6. Προσαρτήματα Κτιρίων

(1) Προσαρτήματα κτιρίων είναι κατασκευές ή τμήματα κατασκευών που δεν αποτελούν οργανικό μέρος του σκελετού (στηθαία, διαχωριστικοί τοίχοι, μανδρότοιχοι, καπνοδόχοι υπερυψωμένες δεξαμενές κλπ.)

(2) Η οριζόντια σεισμική δύναμη για τον υπολογισμό των προσαρτημάτων και των στοιχείων στηρίξεώς των υπολογίζεται από την σχέση 4.17 όπου ο σεισμικός συντελεστής ε δίδεται από την σχέση:

$$\varepsilon = \alpha.\beta$$

όπου:

$\alpha = A/g$

$\beta = 3(1 + z/H) \{1 + (1 - T_n/T)^2\} \geq 3.0$

T_π = ιδιοπερίοδος του προσαρτήματος για πλήρη πάκτωση στο στηρίζον υπόβαθρο,

T = θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου,

z = στάθμη στηρίξεως του προσαρτήματος,

H = ύψος κτιρίου.

(3) Στην περίπτωση εγκαταστάσεων μεγάλης σπουδαιότητας ή επικινδύνων συνιστάται η εκτέλεση ακριβέστερου υπολογισμού με τη χρήση φάσματος αποκρίσεως του δαπέδου στηρίξεως και ρεαλιστική προσομοίωση της εγκαταστάσεως.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ

4.1 Αποφυγή Κατάρρευσης

4.1.1 Κριτήρια

(1) Κατά την απόκριση ενός δομήματος στον σεισμό σχεδιασμού είναι εν γένει αποδεκτός ο σχηματισμός ενός ελαστοπλαστικού μηχανισμού με αξιόπιστα ασφαλή μετελαστική συμπεριφορά. Μία τέτοια συμπεριφορά θεωρείται ότι εξασφαλίζεται με τα ακόλουθα κριτήρια:

- Εξασφάλιση μιάς ελάχιστης στάθμης αντοχής σε όλα τα φέροντα στοιχεία (συμπεριλαμβανομένης και της θεμελίωσης), που αντιστοιχεί στις σεισμικές δράσεις σχεδιασμού του κεφαλαίου 2 αυξημένες, όπου είναι αναγκαίο, με τις επιρροές 2ας Τάξεως.
- Εξασφάλιση συνολικής πλαστιμότητας, δηλαδή επαρκούς ικανότητας για απελευθέρωση ενέργειας, με μετελαστική παραμόρφωση.
- Ελαχιστοποίηση των παραγόντων που προκαλούν αβεβαιότητες στην εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης.

Οι σχετικοί κανόνες εφαρμογής δίνονται στις ακόλουθες παραγράφους:

4.1.2 Δράσεις Υπολογισμού

4.1.2.1 Σεισμικός Συνδυασμός Δράσεων

(1) Ο σεισμός σχεδιασμού που ορίζεται στο κεφάλαιο 2 αποτελεί τυχηματική δράση, τα εντατικά μεγέθη της οποίας συνδυάζονται με εκείνα των λοιπών δράσεων ως εξής:

$$S_d = G_k + P_{\infty} \pm E + \Sigma\psi_{2,i}Q_{ki} \quad (4.1)$$

(2) Στην σχέση αυτή χρησιμοποιείται ο ακόλουθος συμβολισμός εντατικών μεγεθών:

G_k από μόνιμες δράσεις με την χαρακτηριστική τους τιμή

P_{∞} από προένταση μετά τις χρόνιες απώλειες

E από τον σεισμό σχεδιασμού

$Q_{k,i}$ από την χαρακτηριστική τιμή της μετάβλητής δράσεως i

ψ_2 είναι η "οιονεί μόνιμη" τιμή του συντελεστή συνδυασμού μεταβλητής δράσεως.

(3) Δράσεις καταναγκασμού, όπως οι προκαλούμενες από μεταβολή και διαφορά θερμοκρασίας, συστολή ξήρανσης του σκυροδέματος και υποχωρήσεις στηρίξεων, δεν χρειάζεται να συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό με σεισμό. Επίσης, ο σεισμός δεν συνδυάζεται με άλλες τυχηματικές δράσεις (π.χ. κρούσεις οχημάτων ή πλοίων).

(4) Μέχρι να καθοριστούν από σχετικό ειδικό κανονισμό, οι τιμές του συντελεστή συνδυασμού δράσεων θα λαμβάνεται από τον ακόλουθο πίνακα 4.1.

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.1

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥ ΔΡΑΣΕΩΝ Ψ_2

		ψ_2
1.	Φορτία Χρήσης	
1.1	Κατοικίες, γραφεία, καταστήματα, ξενοδοχεία, νοσοκομεία	0.3
1.2	Χώροι συχνής συνάθροισης προσώπων (σχολεία, θέατρα, στάδια κ.λπ.)	0.5
1.3	Χώροι στάθμευσης	0.6
1.4	Χώροι μακροχρόνιας αποθήκευσης(βιβλιοθήκες, αρχεία, αποθήκες, δεξαμενές, σιλό, υδατόπυργοι κ.λπ.)	0.8
1.5.	Μη βατές στέγες	0
2.	Ανεμος	0
3.	Χιόνι (Μόνο σε μη βατές στέγες)	0.3

4.1.2.2 Διεύθυνση σεισμικής δράσης

(1) Η πιθανότητα δυσμενούς συνδυασμού των δύο οριζόντιων συνιστωσών της σεισμικής δράσης μπορεί να καλυφθεί με την ακόλουθη προσέγγιση. Ο συνδυασμός της σχέσης (4.1) θα εφαρμόζεται για τις παρακάτω δύο υπολογιστικές σεισμικές δράσεις:

$$E = E_x + 0.3E_y \quad \text{και} \quad E = E_y + 0.3E_x$$

όπου E_x και E_y είναι οι (ομόσημες) τιμές οποιουδήποτε εντατικού μεγέθους, όπως προκύπτουν από την ανάλυση για ανεξάρτητη επενέργεια της οριζόντιας συνιστώσας κατά τις ορθογώνιες διευθύνσεις X και Y αντίστοιχα. Οι τιμές όλων των εντατικών μεγεθών που προκύπτουν από κάθε τέτοια δράση θεωρούνται συνυπάρχουσες.

4.1.2.3. Κατακόρυφη συνιστώσα σεισμικής δράσης

(1) Η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης απαιτείται να λαμβάνεται υπόψη μόνο σε περιοχές σεισμικότητας III και IV, για φορείς από προεντεταμένο σκυρόδεμα ή δοκούς που φέρουν φυτευτά υποστυλώματα.

(2) Ανεξάρτητα από τη μέθοδο ανάλυσης για την οριζόντια σεισμική δράση, επιτρέπεται η ξεχωριστή ανάλυση για την κατακόρυφη συνιστώσα με την μέθοδο που περιγράφεται στην παράγραφο 3.5.6. Η προκύπτουσα ένταση μπορεί να προστίθεται στην ένταση από τις οριζόντιες συνιστώσες, αν δεν εφαρμοστεί ακριβέστερη μορφή επαλληλίας.

4.1.2.4 Επιρροές 2ας Τάξεως

(1) Αν δεν γίνει ακριβέστερος υπολογισμός, η μεταβολή της έντασης που προκαλείται από τις παραμορφώσεις του συνόλου του φορέα υπό τον σεισμικό συνδυασμό της σχέσης (4.1) (επιρροή P-Δ), επιτρέπεται να παραλείπεται όταν σε κάθε όροφο ο δείκτης ευαισθησίας πλευρικής παραμόρφωσης θ, όπως προσδιορίζεται από την σχέση (4.2), δεν υπερβαίνει την τιμή 0.10.

$$\theta = \frac{N_{ολ}\,\Delta}{V_{ολ}\,h} \qquad (4.2)$$

όπου:

$N_{ολ}$, $V_{ολ}$ είναι αντίστοιχα οι συνολικές εξονική και τέμνουσα δύναμη των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου για τον συνδυασμό (4.1).

h είναι το ύψος του ορόφου.

Δ είναι η υπολογιστική σχετική μετακίνηση των πλακών του ορόφου. Η τιμή του Δ θα λαμβάνεται από τη σχέση

$$\Delta = q\Delta_{ελ} \qquad (4.3)$$

όπου:

q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς που χρησιμοποιήθηκε στην ανάλυση

$\Delta_{ελ}$ είναι η σχετική μετακίνηση των πλακών του ορόφου, μετρούμενη στο κέντρο βάρους της άνω πλάκας όπως προκύπτει για τον συνδυασμό (4.1) από ελαστική ανάλυση είτε με την ισοδύναμη στατική μέθοδο είτε με την δυναμική μέθοδο.

(2) Ο περιορισμός του θ θα ελέγχεται ξεχωριστά σε δύο ορθογώνιες διευθύνσεις X και Y.

(3) Σε περίπτωση που $0.1 < \theta \leq 0.2$ η επιρροή 2ας Τάξεως επιτρέπεται να λαμβάνεται υπόψη προσεγγιστικά σαν επαύξηση της αντίστοιχης σεισμικής δράσης επί συντελεστή $1/(1\text{-}\theta)$.

(4) Όταν $0.2 < \theta \leq 0.3$ πρέπει να γίνεται ακριβέστερος προσδιορισμός των επιρροών 2ας Τάξεως με ανάλυση στην οποία θα λαμβάνεται υπόψη η πραγματική κατανομή των αξονικών δυνάμεων στα κατακόρυφα στοιχεία, τουλάχιστον όπως προκύπτει από τα κατακόρυφα φορτία του συνδυασμού (4.1), καθώς και η επίδραση της στροφής των πλακών των ορόφων περί κατακόρυφο άξονα. Το θ δεν επιτρέπεται να υπερβαίνει την τιμή 0.3 σε καμμιά περίπτωση.

4.1.3. Έλεγχοι Αντοχής

(1) Στις κρίσιμες διατομές όλων των μελών του δομήματος πρέπει να ικανοποιείται η βασική ανίσωση ασφάλειας

$$S_d \leq R_d \qquad (4.4)$$

όπου:

S_d είναι η ένταση σχεδιασμού όπως προκύπτει από τον συνδυασμό (4.1).

R_d είναι η αντοχή σχεδιασμού που υπολογίζεται σύμφωνα με τους κανονισμούς των αντίστοιχων υλικών, με τις τιμές των μερικών συντελεστών **ασφάλειας υλικού (γ_{m})** που ισχύουν για τους βασικούς συνδυα**σμούς των συνήθων δράσεων.**

(2) Όταν η ένταση έχει περισσότερες από μία συνιστώσες με ουσιώδη αλληλεπίδραση στην αντοχή (π.χ. κάμψη με αξονική δύναμη ή διαξονική κάμψη με αξονική δύναμη) η ανίσωση ασφάλειας αρκεί να ικανοποιείται για την μέγιστη και την ελάχιστη τιμή κάθε συνιστώσας λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση των αντίστοιχων τιμών των λοιπών συνιστωσών.

4.1.4. Εξασφάλιση Ικανότητας Απελευθέρωσης Ενέργειας (πλαστιμότητας) στο Σύνολο του Δομήματος - Γενικοί Κανόνες Ικανοτικού Σχεδιασμού

(1) Για να εξασφαλιστεί η δυνατότητα απελευθέρωσης ενέργειας από το δόμημα κατά την απόκριση στην σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς ολική ή μερική κατάρρευση, πρέπει η μετελαστική απόκριση να έχει πλάστιμη μορφή και να κατανέμεται στο μεγαλύτερο δυνατό αριθμό φερόντων στοιχείων, σε περιοχές με περιορισμένο μήκος (= πλαστικές αρθρώσεις). Αυτό προϋποθέτει ότι έχει εξασφαλιστεί η αποφυγή όλων των πιθανών ψαθυρών μορφών αστοχίας που είναι δυνατό να προηγηθούν.

(2) Σε μέλη με καμπτική λειτουργία η μετελαστική απόκριση πρέπει να περιορίζεται στο σχηματισμό καμπτικών πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των στοιχείων. Σε κατακόρυφους δικτυωτούς συνδέσμους από χάλυβα, μετελαστική απόκριση μπορεί να προβλέπεται σε εφελκυόμενες διαγωνίους ή σε περιορισμένου μήκους διατμητικές ή καμπτικές αρθρώσεις (δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα).

(3) «Πιθανές» ή προβλεπόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων είναι εκείνες στις οποίες υπάρχει πρόβλεψη ή μεγάλη πιθανότητα εμφάνισης των αρθρώσεων. «Ενδεχόμενες» θέσεις πλαστικών αρθρώσεων είναι εκείνες στις οποίες υπάρχει μικρότερη πιθανότητα δημιουργίας αρθρώσεων, πρέπει όμως να διαθέτουν αυξημένη πλαστιμότητα επειδή βρίσκονται σε περιοχές ιδιαίτερα κρίσιμες για την ευστάθεια του δομήματος. Τέτοιες θέσεις θεωρούνται όλα τα άκρα των υποστυλωμάτων ακόμα και όταν οι πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων βρίσκονται σε δοκούς.

(4) Η εξασφάλιση ενός τέτοιου αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού απόκρισης του δομήματος στις αιχμές της σεισμικής δράσης επιτυγχάνεται με τον ικανοτικό σχεδιασμό δηλαδή με κατάλληλη ιεράρχηση των αντοχών των στοιχείων του φορέα. Συγκεκριμένα, η γενική μεθοδολογία του ικανοτικού σχεδιασμού είναι η ακόλουθη:

α. Σε όλες τις πιθανές και ενδεχόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων εξασφαλίζεται επαρκής τοπική πλαστιμότητα (πλαστιμότητα καμπυλοτήτων για πλαισιακή λειτουργία) και ο αντίστοιχος έλεγχος (κάμψη με ορθή δύναμη για πλαισιακή λειτουργία) γίνεται με τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό (Σχέση 4.1).

β. Προσδιορίζονται τα εντατικά μεγέθη ικανοτικού σχεδιασμού δηλαδή τα μεγέθη που προκύπτουν από τις συνθήκες ισορροπίας ενός στοιχείου ή ομάδας στοιχείων όταν στις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων αναπτύσσεται η πιθανή ανώτατη τιμή πλάστιμης αντοχής (υπεραντοχή). Με τα ικανοτικά αυτά μεγέθη γίνεται ο έλεγχος αποφυγής ψαθυρών μορφών αστοχίας σε όλα τα μέλη του φορέα που περιέχουν ή γειτνιάζουν με πλαστικές αρθρώσεις καθώς και ο έλεγχος πλαστιμων μορφών αστοχίας (π.χ. κάμψη) σε θέσεις που πρέπει να αποφευχθεί ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων.

γ. Σε πολυώροφα κτίρια λαμβάνονται μέτρα γαι την αποφυγή σχηματισμού «μηχανισμού ορόφου» δηλαδή συγκέντρωσης των πλαστικών παραμορφώσεων σε έναν μόνο όροφο.

4.1.4.1 Αποφυγή σχηματισμού ορόφου

(1) Σε κτίρια που αποτελούνται από πλαισιωτούς φορείς ο σχηματισμός μηχανισμού ορόφου πρέπει να αποκλείεται. Αν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός αυτό επιτυγχάνεται με την αποφυγή ανάπτυξης πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα και την πρόβλεψη των πιθανών θέσων πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς. Για τον σκοπό αυτό, με εξαίρεση τις περιπτώσεις που αναφέρονται στην παραγ. 4.1.4.2, τα υποστυλώματα θα ελέγχονται σε κάμψη με ορθή δύναμη με τις ροπές ικανοτικού σχεδιασμού.

(2) Η ροπή ικανοτικού σχεδιασμού στο άκρο ενός υποστυλώματος $M_{CD,c}$ κατά τη διεύθυνση ενός επιπέδου πλαισίου μπορεί να υπολογίζεται από την μεγίστη ροπή του υποστυλώματος M_{Ec} στην ίδια θέση και διεύθυνση, όπως προκύπτει από την ανάλυση για την σεισμική δράση, μέσω της σχέσης

$$M_{CD,c} = \alpha_{CD} M_{Ec} \qquad (4.5)$$

όπου ο συντελεστής α_{CD} (συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης του κόμβου), κοινός για το υπερκείμενο και υποκείμενο υποστύλωμα είναι:

$$\alpha_{CD} = \gamma_{Rd} \Sigma M_{Rb} / \left|\Sigma M_{Eb}\right| \qquad (4.6)$$

και όπου:

ΣM_{Rb} είναι το άρθοισμα τελικών ροπών αντοχής των δοκών του κόμβου του πλαισίου, με την φορά που ενεργοποιούνται από την σεισμική δράση που προκαλεί την ροπή M_{Ec}.

ΣM_{Eb} είναι το άθροισμα των ροπών των ίδιων δοκών όπως προκύπτουν από την ανάλυση για την ίδια σεισμική δράση που προκαλεί την ροπή M_{Ec}.

$\gamma_{Rd} = 1.40$ είναι συντελεστής για την μετατροπή της υπολογιστικής αντοχής των δοκών στην πιθανή μέγιστη τιμή της.

(3) Η προσήμανση των ροπών δράσεων πρέπει να είναι συνεπής προς κοινή φορά δράσης τους πάνω στους κόμβους. Ο έλεγχος των υποστυλωμάτων επιτρέπεται να γίνεται στις διατομές επαφής τους με το άνω και κάτω πέλμα της δοκού, με αντίστοιχη μείωση των ικανοτικών ροπών, βάσει των τεμνουσών δυνάμεων που θα προκύψουν.

(4) Σε κάθε κόμβο επιπέδου πλαισίου υπολογίζονται εν γένει δύο τιμές για τον συντελεστή α_{CD} οι οποίες αντιστοιχούν στις αντοχές των δοκών ενεργοποιούνται από δύο αντίθετες φορές της σεισμικής δράσης.

(5) Σε κόμβους στους οποίους η ροπή του υπερκειμένου κατακόρυφου στοιχείου $M_{Ec,1}$ είναι μεγαλύτερη από το άθροισμα των ροπών που ασκούνται από το ζύγωμα ($|M_{EC,1}| > |\Sigma N_{Eb}|$) η ροπή ικανοτικού σχεδιασμού θα λαμβάνεται από τη σχέση:

$$M_{CD,C} = 1.40\ M_{EC} \geq M_{SC} \qquad (4.7)$$

όπου M_{SC} είναι η ροπή που προκύπτει από τον σεισμικό συνδυασμό (4.1).

(6) Αν το υποστύλωμα ανήκει σε πλαίσιο και στην άλλη διεύθυνση, ο έλεγχος θα γίνεται για διαξονική κάμψη με την ικανοτική ροπή στην πρώτη διεύθυνση ενώ στην άλλη διεύθυνση εφαρμόζεται η ροπή που προκύπτει από τον συνδυασμό (4.1) για τη διεύθυνση και φορά της σεισμικής δράσης στην οποία αντιστοιχεί η ικανοτική ροπή. Στην περίπτωση αυτή θα πρέπει να γίνει ανάλογα και ο ικανοτικός έλεγχος στη διεύθυνση του άλλου πλαισίου.

4.1.4.2. Εξαιρέσεις από τον κανόνα αποφυγής πλαστικών αρθρώσεων σε υπστυλώματα.

(1) Εξαιρούνται από την υποχρεωτική εφαρμογή του κανόνα αποφυγής σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα οι ακόλουθες περιπτώσεις:

α. Κτίρια με οποιοδήποτε στατικό σύστημα

(1) Τα κατακόρυφα στοιχεία του ανωτάτου ορόφου καθώς και των τυχόν υπερκειμένων απολήξεων κλιμακοστασίων. Στην ίδια κατηγορία περιλαμβάνονται και τα μονώροφα κτίρια στα οποία δεν προβλέπεται προσθήκη ορόφων.

(2) Οι θέσεις πάκτωσης κατακόρυφων στοιχείων σε στοιχεία θεμελίωσης (πέδιλα ή τοιχώματα υπογείων). Στις περιοχές αυτές δεν είναι δυνατό να αποφευχθεί η πιθανότητα σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων. Ο έλεγχος των διατομών των υποστυλωμάτων στις θέσεις αυτές γίνεται με ροπή $1.35\ M_{Ec} \geq M_{Sc}$ με στόχο την προσέγγιση στο επίπεδο αντοχής των άλλων κρίσιμων διατομών του υποστυλώματος και την αντίστοιχη μείωση της απαιτουμένης πλαστιμότητας.

(3) Ορθογωνικά τοιχώματα που συμμετέχουν σε πλαισιακή λειτουργία με την ασθενή ροπή αδράνειας της διατομής τους, δεν χρειάζεται να ελέγχονται ικανοτικά στην ασθενή διεύθυνση, εφόσον η πλαισιακή λειτουργία εξασφαλίζεται από τα άλλα κατακόρυφα στοιχεία.

(4) Σε ενδιάμεσα υποστυλώματα επιπέδων πλαισίων, ο συντελεστής α_{CD} δεν χρειάζεται να λαμβάνεται μεγαλύτερος από την τιμή 1.5q όπου q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς που χρησιμοποιήθηκε για το καθορισμό της σεισμικής δράσης. Πάντως σε κάθε όροφο επιπέδου πλαισίου η διαστασιολόγηση τουλάχιστον δύο υποστυλωμάτων πρέπει να γίνεται με τιμή του α_{CD} όπως προκύπτει από την σχέση (4.6).

β. Κτίρια με κατάλληλα διαμορφωμένο μικτό σύστημα

(1) Σε κτίρια με φέροντα οργανισμό, αποτελούμενο από πλαίσια και επαρκή και επαρκώς οπλισμένα τοιχώματα από σκυρόδεμα με κατάλληλη διάταξη, δεν είναι υποχρεωτική η εφαρμογή του κανόνα αποφυγής σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα.

(2) Επαρκή θεωρούνται τα τοιχώματα όταν και στις δύο διευθύνσεις ο λόγος η_v = Τέμνουσα τοιχωμάτων στη βάση διά της συνολικής τέμνουσας στη βάση, ικανοποιεί τη συνθήκη

$$\eta_v > 0.40 \qquad (4.8)$$

Για τον έλεγχο αυτόν, τα τοιχώματα και τα υποστυλώματα μπορούν να λαμβάνονται πλήρως πακτωμένα στη βάση.

(3) Η διάταξη των τοιχωμάτων πρέπει να είναι τέτοια που να δίνει ικανοποιητική δυστρεψία στο κτίριο. Αυτό θεωρείται ότι επιτυγχάνεται όταν ικανοποιείται η ακόλουθη συνθήκη.

$$r_w/r_p > 0.40 \qquad (4.9)$$

όπου

$r_w = \sqrt{\Sigma r_1^2\ D_1/\ \Sigma D_1}$ είναι η πολική ακτίνα αδράνειας των σχετικών ακαμψιών των τοιχωμάτων ως προς το κέντρο βάρους τους και r_p η πολική ακτίνα αδράνειας της κάτοψης του φέροντα οργανισμού. Οι σχετικές ακαμψίες D_i των τοιχωμάτων μπορούν να λαμβάνονται ίσες με τις αντίστοιχες κύριες ροπές αδράνειας κάθε τοιχώματος.

(4) Αν υπάρχει μεταβολή της γεωμετρίας τοιχωμάτων καθ' ύψος ο λόγος των αθροισμάτων των ροπών αδράνειας (ελάχιστο/μέγιστο) δεν πρέπει να είναι μικρότερος από $0.20/\eta_v$ σε κάθε διεύθυνση, ενώ συγχρόνως η συνθήκη (4.9) πρέπει να ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους.

4.1.5 Ειδικές απαιτήσεις για κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα

(1) Πρέπει να προβλέπεται επαρκής υπεραντοχή των τμημάτων του φορέα που προορίζονται να παραμείνουν στην ελαστική περιοχή και να εξασφαλίζεται η αποφυγή ψαθυρών μορφών αστοχίας.

(2) Στις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να λαμβάνονται μέτρα για την εξασφάλιση επαρκούς τοπικής πλαστιμότητας.

(3) Οι προαναφερόμενες απαιτήσεις θεωρείται ότι καλύπτονται με την τήρηση των ειδικών κανόνων εφαρμογής που δίνονται στο Παράρτημα Β.

4.1.6 Ειδικές απαιτήσεις για κτίρια από χάλυβα

(1) Πρέπει να προβλέπεται επαρκής υπεραντοχή των τμημάτων του φορέα που προορίζονται να παραμείνουν στην ελαστική περιοχή ώστε να εξασφαλίζεται ο περιορισμός της διαρροής στις περιοχές πλαστικών αρθρώσεων. Ο συντελεστής υπεραντοχής θα λαμβάνεται κατελάχιστον ίσος με το λόγο του άνω προς τα κάτω όριο των τιμών της τάσεως διαρροής και όχι μικρότερος από 1.20.

(2) Οι περιοχές πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να διαθέτουν επαρκή αντοχή για την ανάληψη των δράσεων που προκύπτουν από τους σεισμικούς συνδυασμούς. Επίσης πρέπει να εξασφαλίζεται ότι η διαρροή θα γίνει με τον προβλεπόμενο πλάστιμο τρόπο (εφελκυσμός του συνόλου της διατομής, διαρροή πελμάτων σε κάμψη, διαρροή κορμού σε διάτμηση).

3) Η διαμόρφωση των διατομών σε περιοχές πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να εξασφαλίζει επαρκή τοπική πλαστιμότητα.

4) Μέχρι τη σύνταξη ειδικού κανονισμού για κατασκευές από χάλυβα οι προαναφερόμενες απαιτήσεις θεωρείται ότι καλύπτονται με την τήρηση των ειδικών κανόνων εφαρμογής που δίνονται στο Παράρτημα Γ.

4.1.7 Ελαχιστοποίηση αβεβαιοτήτων σεισμικής συμπεριφοράς

4.1.7.1 Διαμόρφωση του στατικού συστήματος

(1) Στη φάση σύνθεσης του στατικού συστήματος πρέπει να επιδιώκεται ελαχιστοποίηση των αβεβαιοτήτων της σεισμικής συμπεριφοράς του. Σαν γενική κατεύθυνση η μόρφωση του συστήματος πρέπει να στοχεύει στο μέγιστο εφικτό βαθμό απλότητας και κανονικότητας αλλά συγχρόνως και υπερστατικότητας του συστήματος ώστε να εξασφαλίζονται εναλλακτικοί δρόμοι στήριξης. Πρέπει ακόμη να αποφεύγονται δυσμενείς αλληλεπιδράσεις του φέροντα οργανισμού και του οργανισμού πλήρωσης.

Ειδικότερα πρέπει να επιδιώκεται η επίτευξη των ακόλουθων στόχων:

α. Κατά τη διαμόρφωση του συστήματος σε κάτοψη

(1) Διάταξη κατακόρυφων στοιχείων (υποστυλωμάτων ή/και τοιχωμάτων) που να ελαχιστοποιεί την στρεπτική παραμόρφωση του κτιρίου. Αυτό επιτυγχάνεται με τη συμμετρική διάταξη των πιο άκαμπτων κατακόρυφων στοιχείων κοντά στην περίμετρο, ή όπου αυτό δεν είναι δυνατόν, με τη διάταξη τοιχωμάτων παράλληλα και κοντά σε τρεις τουλάχιστον πλευρές της περιμέτρου.

(2) Εξασφάλιση ουσιαστικής πλαισιακής λειτουργίας στο μέγιστο ποσοστό των υποστυλωμάτων σε συνδυασμό με ζυγώματα (δοκούς) επαρκούς ακαμψίας. Όπου αυτό δεν είναι δυνατόν (π.χ. σε πλάκες χωρίς δοκούς ή φατνωματικές) είναι απαραίτητη η διάταξη επαρκών τοιχωμάτων και στις 2 διευθύνσεις (σύμφωνα με την παράγρ. 4.1.2β).

3) Κατάλληλη μορφή της κάτοψης της πλάκας κάθε ορόφου που να εξασφαλίζει ουσιαστική διαφραγματική λειτουργία (λειτουργία άκαμπτου δίσκου) τόσο από άποψη παραμόρφωσης όσο και από άποψη αντοχής. Γι' αυτό πρέπει να αποφεύγονται επιμήκεις κατόψεις με λόγο μέγιστης προς ελάχιστη διάσταση άνω του 4.0 καθώς και κατόψεις που προέρχονται από συνδυασμό επιμήκων στοιχείων (μορφής L, Π κλπ). Όπου αυτό δεν είναι δυνατό, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη με επαρκή προσέγγιση η επίδραση της παραμόρφωσης του δίσκου στην κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων. Επίσης πρέπει να αποφεύγονται μεγάλες εσοχές που δημιουργούν ασθενείς περιοχές στο διάφραγμα. Η επάρκεια του διαφράγματος σε τέτοιες θέσεις πρέπει να ελέγχεται και να προβλέπεται επαρκής οπλισμός έστω και με χρήση απλοποιητικών αλλά συντηρητικών παραδοχών. Για τον ίδιο λόγο πρέπει ν' αποφεύγονται ανι-

σοσταθμίες πλακών μέσα στο ίδιο όροφο. Τέλος πρέπει να εξασφαλίζεται η επάρκεια της σύνδεσης τοιχωμάτων με την πλάκα κάθε ορόφου κατά τη διεύθυνση του τοιχώματος σε περιοχές κλιμακοστασίων, φρεάτων ανελκυστήρων, οπών διέλευσης καναλιών, φωταγωγών κλπ.

Σε περίπτωση περιορισμένης σύνδεσης τοιχώματος με πλάκα πρέπει να ελέγχεται η ανάληψη της μεταβιβαζόμενης δύναμης εξ ολοκλήρου από οπλισμό. Ο έλεγχος αυτός θα γίνεται με υπολογιστική τιμή της δύναμης όπως προκύπτει από ικανοτικό σχεδιασμό του τοιχώματος (Παράρτημα Β, Β1.3) ή με χρήση συντελεστή συμπεριφοράς $q = 1.0$.

(4) Για την ελαχιστοποίηση των αβεβαιοτήτων στη μετελαστική αλληλεπίδραση του φέροντα οργανισμού με οργανισμό πλήρωσης που διαθέτει σημαντική ακαμψία, είναι σκόπιμη η επιλογή μικτού συστήματος πλαισίων και τοιχωμάτων σύμφωνα με την παράγρ. 4.1.4.2β. Η επιλογή αυτή είναι υποχρεωτική σε κτίρια με 4 και πλέον ορόφους όταν ο οργανισμός πλήρωσης έχει εκ σχεδιασμού ή είναι δυνατό να αποκτήσει στο μέλλον, ασυνέχεια σε έναν όροφο (π.χ. Pilotis ή καταστήματα χωρίς τοιχοπληρώσεις στο ισόγειο).

Στον όροφο που εμφανίζεται η ασυνέχεια και στις περιπτώσεις που επιτρέπεται να μην χρησιμοποιηθούν τοιχώματα η υπολογιστική σεισμική ένταση θα αυξάνεται κατά 50%.

β. Κατά τη διαμόρφωση κατά το ύψος

(1) Συνεχής και κανονική κατανομή της ακαμψίας των κατακόρυφων στοιχείων (πλαισίων ή τοιχωμάτων) καθώς και των μαζών και των τοιχοπληρώσεων. Σε θέσεις έντονης μεταβολής (ασυνέχειας) της ακαμψίας των κατακόρυφων στοιχείων (π.χ. στη διακοπή σημαντικών τοιχωμάτων σε κάποιο όροφο ή λόγω της εισαγωγής των περιμετρικών τοιχωμάτων του υπογείου κάτω από το δάπεδο του ισογείου) πρέπει να εξασφαλίζεται η αναγκαία ανακατανομή της τέμνουσας στα κατακόρυφα στοιχεία μέσω της διαφραγματικής δράσης της αντίστοιχης πλάκας. Σε περίπτωση που υπάρχουν αμφιβολίες η επάρκεια της διαφραγματικής λειτουργίας της πλάκας πρέπει να ελέγχεται έστω και με προσεγγιστικές μεθόδους.

(2) Ισόσταθμη και κατά το δυνατόν ομοιογενής θεμελίωση των κατακόρυφων στοιχείων.

γ. Κατά τη διαμόρφωση των λεπτομερειών

(1) Σε στοιχεία από σκυρόδεμα κατασκευαζόμενα επί τόπου, τήρηση ελάχιστων διαστάσεων των κυρίων φερόντων στοιχείων που να εξασφαλίζουν αξιόπιστη ποιότητα κατασκευής. Για κύρια υποστυλώματα και τοιχώματα που δεν καταλήγουν σε υποστυλώματα στα άκρα, η ελάχιστη διάσταση δεν πρέπει να είναι μικρότερη από 25 εκ.

(2) Αποφυγή εκκεντρων συνδέσεων οριζοντίων με κατακόρυφα στοιχεία σε κόμβους πλαισίων.

(3) Σε κατακόρυφα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα δεν επιτρέπεται η κατά μήκος διέλευση σωλήνων αποστράγγισης, ύδρευσης αποχέτευσης κλπ. ούτε καλωδίων εντός της μάζης του σκυροδέματος. Επίσης δεν επιτρέπεται η εγκάρσια διέλευση σωλήνων μέσω κατακόρυφων στοιχείων σε περιοχές πιθανών ή ενδεχόμενων πλαστικών αρθρώσεων.

(4) Πρέπει να αποφεύγεται η καθ' ύψος διακοπή τοιχοπληρώσεων σε φατνώματα μεταξύ υποστυλωμάτων κατά τρόπο που η διατμητική δράση των τοιχοπληρώσεων να δημιουργεί ενδιάμεση πλευρική αντιστήριξη του υποστυλώματος. Όπου αυτό είναι αναπόφευκτο το υποστύλωμα θα υπολογίζεται με σεισμική ροπή διπλάσια απ' αυτήν που προκύπτει από την ανάλυση ή τις ικανοτικές απαιτήσεις, ο διαμήκης οπλισμός θα διατηρείται σταθερός στο ύψος του ορόφου και θα γίνεται περίσφιξη του υποστυλώματος σε μήκη 2d εκατέρωθεν της διακοπής (d = διάσταση υποστυλώματος παράλληλα με την τοιχοπλήρωση).

4.1.7.2. Επαφή με γειτονικά κτίρια

(1) Πρέπει να λαμβάνονται μέτρα προστασίας, τόσο του υπό μελέτη όσο και του υφιστάμενου κτιρίου, από δυσμενείς συνέπειες προσκρούσεων κατά τη διάρκεια της σεισμικής απόκρισης.

(2) Οι συνέπειες μπορεί να είναι ιδιαίτερα δυσμενείς όταν υπάρχει πιθανότητα εμβολισμού υποστυλωμάτων του ενός κτιρίου από πλάκες ή άλλα στοιχεία του παρακείμενου. Στην περίπτωση αυτή τα προστατευτικά μέτρα μπορούν να είναι είτε πρόβλεψη σεισμικού αρμού πλήρους διαχωρισμού είτε κατασκευή κατάλληλων προστατευτικών τοιχωμάτων–προσκρουστήρων.

(3) Αν δεν γίνει ακριβέστερος υπολογισμός ο σεισμικός αρμός πλήρους διαχωρισμού μπορεί να έχει εύρος ίσο με το άθροισμα των μεγίστων σεισμικών μετακινήσεων ($\Delta = q\Delta_{el}$) των δύο κτιρίων στις θέσεις των επικίνδυνων υποστυλωμάτων, συμπεριλαμβανομένης και της επίδρασης της στροφής περί κατακόρυφο άξονα. Αν δεν είναι δυνατή ακριβέστερη εκτίμηση των μετακινήσεων του υφιστάμενου κτιρίου, μπορούν να ληφθούν ίσες με τις αντίστοιχες του υπό μελέτη κτιρίου.

(4) Τα δύο τοιχώματα – προσκρουστήρες πρέπει να είναι διατεταγμένα κάθετα στην επιφάνεια επαφής, κοντά στα κατακόρυφα όρια της και να σκυροδετούνται σε επαφή με τις πλάκες του υφιστάμενου κτιρίου, ενώ ο υπόλοιπος φέρων οργανισμός απέχει τουλάχιστον 4 cm από την επιφάνεια επαφής.

(5) Σε κτίρια που βρίσκονται σε επαφή, και όταν δεν υπάρχει πιθανότητα εμβολισμού υποστυλωμάτων σε κανένα από τα δύο κτίρια, το εύρος του αντίστοιχου αρμού, εφόσον δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, μπορεί να καθορίζεται με βάση τον συνολικό αριθμό των υπέρ το έδαφος εν επαφή ορόφων ως εξής:

4 cm για επαφή μέχρι και 3 ορόφους

8 cm για επαφή από 4 έως 8 ορόφους

10 cm για επαφή σε περισσότερους από 8 ορόφους

Στους υπόγειους ορόφους αρκεί εύρος αρμού 2.5cm.

4.2 Περιορισμός Βλαβών

4.2.1 Φέρων Οργανισμός

(1) Οι τιμές του συντελεστού συμπεριφοράς του κεφαλαίου 2 θεωρείται ότι εξασφαλίζουν περιορισμένες και επιδιορθώσιμες βλάβες στα στοιχεία του φέροντα οργανισμού υπό τον σεισμό σχεδιασμού, ενώ ελαχιστοποιούν τις βλάβες για σεισμούς μικρότερης έντασης και με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης.

4.2.2 Οργανισμός Πλήρωσης

(1) Σε κτίρια με οργανισμό πλήρωσης από τοιχοποιία θα ελέγχεται ότι η γωνιακή παραμόρφωση, σε όλους τους περιμετρικούς τοίχους, λαμβανομένης υπόψη και της σχετικής στροφής των διαδοχικών πλακών περί κατακόρυφο άξονα, δεν υπερβαίνει την τιμή 0.005. Όταν ο οργανισμός πλήρωσης είναι λιγότερο ευαίσθητος σε διατμητική παραμόρφωση (χωρίσματα με μεταλλικό σκελετό, υαλοστάσια κλπ.) η γωνιακή παραμόρφωση δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή 0.007.

(2) Ο έλεγχος θα γίνεται με τιμές των μετακινήσεων που προκύπτουν από την ελαστική σεισμική ανάλυση σύμφωνα με το κεφάλαιο 3, πολλαπλασιασμένες επί τον λόγο $q/2.5$, που δεν πρέπει να λαμβάνεται μικρότερος του 1.0. Οι τιμές αυτές αντιστοιχούν σε σεισμό μικρότερης έντασης και μεγαλύτερης συχνότητας εμφάνισης από τον σεισμό σχεδιασμού.

4.2.3 Προσαρτήματα

(1) Τα προσαρτήματα καθώς και τα στοιχεία στηρίξεως και οι αγκυρώσεις τους θα ελέγχονται σε υπολογιστική αστοχία υπό την επίδραση των κατακόρυφων φορτίων και οριζόντιας σεισμικής δύναμης.

$$H_p = \varepsilon W_p \gamma_p / g_p \qquad (4.17)$$

όπου:

W_p το βάρος του προσαρτήματος

ε ο σεισμικός συντελεστής που ορίζεται στην παράγρ. 3.5.3

γ_p συντελεστής σπουδαιότητας του προσαρτήματος

q_p μειωτικός συντελεστής που εκφράζει την ικανότητα του προσαρτήματος να υποστεί σημαντικές μετελαστικές παραμορφώσεις χωρίς να αστοχήσει.

(2) Γενικά ο συντελεστής σπουδαιότητας γ_p θα λαμβάνεται ίσος με το συντελεστή σπουδαιότητας του κτιρίου αλλά στις ακόλουθες περιπτώσεις προσαρτημάτων υψηλού κινδύνου δεν θα λαμβάνεται μικρότερος από 1.5:

– Αγκυρώσεις εγκαταστάσεων και εξοπλισμού συστημάτων διατήρησης ζωής.

– Δεξαμενές και δοχεία που περιέχουν ικανή ποσότητα έντονα τοξικών ή εκρηκτικών ουσιών ώστε να αποτελούν κίνδυνο για τη δημόσια ασφάλεια.

(3) Θα χρησιμοποιούνται οι ακόλουθες μέγιστες τιμές του συντελεστή q_p για τις αντίστοιχες κατηγορίες προσαρτημάτων:

$$q_p = 1.0$$

– Στηθαία και διακοσμητικά στοιχεία σε μορφή προβόλου.

– Σήματα και πινακίδες.

– Καπνοδόχοι, ιστοί και υπερυψωμένες δεξαμενές, που δρούν σαν ελεύθεροι πρόβολοι σε ύψος μεγαλύτερο από το 1/2 του συνολικού ύψους τους.

– Τα προσαρτήματα υψηλού κινδύνου που αναφέρονται στην προηγούμενη παράγραφο.

$q_p = 2.5$

– Εξωτερικοί και εσωτερικοί τοίχοι. Μανδρότοιχοι ύψους μεγαλύτερου των 2.0m.

– Καπνοδόχοι, ιστοί και υπερυψωμένες δεξαμενές, που διαθέτουν αντιστηρίξεις ή αγκυρώσεις με επίτονους ώστε να δρουν σαν ελεύθεροι πρόβολοι σε ύψος που δεν υπερβαίνει το 1/2 του συνολικού ύψους τους.

– Δεξαμενές μαζί με το περιεχόμενό τους.

– Αγκυρώσεις μόνιμων ραφιών ή παταριών εδραζομένων στο δάπεδο.

– Αγκυρώσεις ψευδοροφών και φωτιστικών σημαντικού βάρους.

– Ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός και συναφείς αγωγοί, σωληνώσεις και αεραγωγοί, βάρους μεγαλύτερου των 2KN.

4) Εξαιρούνται από την υποχρέωση ελέγχου προσαρτήματα σε κτίρια σπουδαιότητας Σ1 και Σ2 σε περιοχές σεισμικότητας Ι και προσαρτήματα της κατηγορίας $q_p = 2.5$ σε κτίρια σπουδαιότητας Σ2 σε περιοχές σεισμικότητας ΙΙ.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ, ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ, ΓΕΩΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

5.1 Καταλληλότητα Υπεδάφους Θεμελίωσης

(1) Το υπέδαφος, η τοπογραφία και η γενικότερη γεωλογία της περιοχής ενός δομικού έργου πρέπει να εξασφαλίζουν με επαρκή πιθανότητα ότι δεν θα υπάρξει κίνδυνος εδαφικής διάρρηξης, αστάθειας πρανών, ή εκτεταμένης ρευστοποιήσεως κατά την διάρκεια σεισμικού κραδασμού συμβιβαστού με την ένταση και τα φασματικά χαρακτηριστικά του σεισμού σχεδιασμού που προβλέπει ο παρών Κανονισμός.

α. Γειτνίαση ενεργών σεισμοτεκτονικών ρηγμάτων.

(1) Δεν επιτρέπεται η δόμηση κτισμάτων σπουδαιότητας Σ3 και Σ4 στην άμεση γειτονία σεισμοτεκτονικών ρηγμάτων που χαρακτηρίζονται σαν σεισμικώς ενεργά. Ο χαρακτηρισμός θα γίνεται με βάση σεισμοιστορικά και σεισμο-τεκτονικά δεδομένα και θα λαμβάνεται υπόψη και το πιθανό μέγεθος τυχόν σεισμικής διάρρηξης. Απαγορεύεται η δόμηση κτισμάτων σπουδαιότητας Σ2 επί σεισμικώς ενεργών σεισμοτεκτονικών ρηγμάτων. Η επισήμανση και ο χαρακτηρισμός σεισμοτεκτονικών ρηγμάτων αποτελεί εν γένει αντικείμενο ειδικής μελέτης που αφορά στην ευρύτερη περιοχή οικοδόμησης και όχι σε μεμονωμένα κτίρια.

β. Ευστάθεια πρανών.

(1) Επιβάλλεται ο έλεγχος (μέσω κατάλληλης γεωτεχνικής διερεύνησης) της γενικότερης ευστάθειας έναντι ολισθήσεως του πρανούς επί του οποίου θα εδρασθεί η κατασκευή, αλλά και πρανών των οποίων η αστοχία μπορεί να επηρεάσει την κατασκευή. Εξαίρεση απ' τον έλεγχο επιτρέπεται μόνον για δευτερεύουσες κτιριακές κατασκευές σπουδαιότητας Σ1, εφόσον υπάρχει σημαντική τοπική εμπειρία που συνηγορεί υπέρ της ευστάθειας του συγκεκριμένου πρανούς. Η ανάλυση της ευστάθειας μπορεί να γίνει σύμφωνα με τις διατάξεις της παραγρ. 5.4.

γ. Κίνδυνος ρευστοποιήσεως

(1) Ο κίνδυνος εκτεταμένης ρευστοποιήσεως χαλαρών κορεσμένων εδαφικών υλικών πρέπει να ελέγχεται με βάση καθιερωμένες μεθόδους της εδαφοσεισμικής μηχανικής.

5.2 Θεμελιώσεις

5.2.1 Κριτήρια και κανόνες εφαρμογής

(1) Υπό τον σεισμό σχεδιασμού το σύστημα θεμελιώσεως πρέπει να εξασφαλίζει με αξιοπιστία την μεταφορά στο έδαφος των δράσεων κάθε εδραζομένου στοιχείου της ανωδομής, χωρίς να προκαλούνται μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις.

(2) Ο σχεδιασμός του συστήματος πρέπει να ελαχιστοποιεί τις αβεβαιότητες της σεισμικής απόκρισης. Γι' αυτόν τον λόγο δεν πρέπει κατά κανόνα να προβλέπεται απελευθέρωση ενέργειας μέσω εντόνων πλαστικών παραμορφώσεων του εδάφους. Οι σχετικοί κανόνες εφαρμογής δίνονται στις επόμενες παραγράφους.

5.2.2 Δράσεις υπολογισμού

(1) Οι υπολογιστικές δράσεις S_{fd}, στις θέσεις έδρασης στοιχείων της ανωδομής (διεπιφάνεια θεμελίου - εδάφους ή πασσαλόδεσμου - πασσάλων), θα λαμβάνονται ως εξής:

$$S_{fd} = S_v \pm \alpha_{CD} S_E \qquad (5.1)$$

όπου:

S_V είναι η δράση από το σύνολο των μη σεισμικών φορτίσεων του σεισμικού συνδυασμού και

S_E η σεισμική δράση.

2. Ο ικανοτικός συντελεστής α_{CD} θα υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\alpha_{CD} = 1.20\ (M_R/M_E) \leq q \qquad (5.2)$$

όπου:

M_R και M_E είναι αντίστοιχα η υπολογιστική αντοχή και η σεισμική ροπή στην πλησιέστερη θέση πιθανής ή ενδεχόμενης πλαστικής άρθρωσης στο υπό εξέταση στοιχείο της ανωδομής (βλ. 4.1.4 (3)). Αν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, θα χρησιμοποιείται η μέγιστη από τις τιμές της M_R που αντιστοιχούν στο εύρος μεταβολής της αξονικής δύναμης υπό τον σεισμικό συνδυασμό.

(3) Σε στοιχεία στα οποία δεν προβλέπεται καμιά πλαστική άρθρωση θα λαμβάνεται $\alpha_{CD} = q$.

(4) Η σχέση (5.2) προϋποθέτει ότι η κύρια δράση στις θέσεις πλαστικής άρθρωσης είναι η σεισμική. Σε αντίθετη περίπτωση ο συντελεστής α_{CD} μπορεί να μειωθεί κατά τον λόγο M_V/M_E, όπου M_V είναι η ροπή από το σύνολο των μη σεισμικών φορτίσεων.

5.2.3 Αντοχή του εδάφους

5.2.3.1 Γενικά

(1) Η ικανοτική ένταση που ορίζεται στην προηγούμενη παράγραφο πρέπει να μπορεί να μεταφερθεί στο έδαφος χωρίς υπέρβαση της φέρουσας ικανότητας του συστήματος εδάφους - θεμελίου. Κατά κανόνα μπορεί να χρησιμοποιείται η «στατική» φέρουσα ικανότητα του εδάφους με εδαφικές παραμέτρους που λαμβάνουν υπόψη τον ανακυκλικό χαρακτήρα, την ταχύτητα, και το μέγεθος των σεισμικών παραμορφώσεων του εδάφους.

(2) Εξαίρεση αποτελούν εδάφη ευπαθή στην ανακυκλική σεισμική δράση. Τέτοια είναι κυρίως τα χαλαρά κορεσμένα αμμώδη και αμμοϊλώδη εδάφη καθώς και στρώσεις μαλακής κορεσμένης αργίλου με αυξημένη ευαισθησία. Στα εδάφη αυτά πρέπει η εδαφοτεχνική μελέτη να δίνει κατάλληλα μειωμένη φέρουσα ικανότητα υπό σεισμική φόρτιση, ώστε να αποφεύγονται οι μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις από την ανακυκλική σεισμική δράση.

(3) Σε περίπτωση που οι σεισμικές δράσεις στο θεμελιούμενο στοιχείο δεν προέρχονται από ικανοτικές συνθήκες (δεν προβλέπονται πλαστικές αρθρώσεις, οπότε $\alpha_{CD} = q$) θα πρέπει να εξασφαλίζεται συντελεστής ασφαλείας τουλάχιστον 1.25 έναντι της θεωρητικής φέρουσας ικανότητας του εδάφους.

(4) Ειδικώτερα, για την μεταφορά οριζόντιων δυνάμεων στο έδαφος μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι ακόλουθοι μηχανισμοί:

- Αντίσταση τριβής στην διεπιφάνεια εδάφους - θεμελίου με συντελεστή ασφαλείας σε ολίσθηση 1.10. Όταν το θεμέλιο σκυροδετείται επί τόπου μπορεί να χρησιμοποιηθεί η διατμητική αντοχή του εδάφους.
- Πλευρική αντίσταση από παθητικές ωθήσεις σε κατακόρυφα μέτωπα. Επιτρέπεται να λαμβάνεται υπόψη ποσοστό μέχρι 30% της πλήρους παθητικής ώθησης σε συνδυασμό ή όχι με αντιστάσεις τριβών, υπό την ακόλουθη προϋπόθεση: Κατά την κατασκευή θα εξασφαλίζεται η πλήρης επαφή των κατακόρυφων παρειών είτε με το αδιατάρακτο έδαφος είτε με επαρκώς συμπυκνωμένη επίχωση της εκσκαφής και δεν θα υπάρχει πιθανότητα μελλοντικής αφαίρεσης του αντιστηρίζοντος εδάφους.

5.2.3.2 Επιφανειακές θεμελιώσεις

(1) Η αδρανής περιοχή πεδίλου δεν επιτρέπεται εν γένει να υπερβαίνει το 1/2 της συνολικής επιφάνειας εδράσεως. Σε περίπτωση εδαφών ευπαθών σε αυξημένες μόνιμες παραμορφώσεις υπό ανακυκλική ένταση (βλ. παραγρ. 5.2.3.1 (2)) η αδρανής περιοχή δεν πρέπει να υπερβαίνει το 1/4 της επιφάνειας εδράσεως.

5.2.3.3 Βαθιές θεμελιώσεις (Πάσσαλοι, διαφράγματα, φρέατα)

(1) Αν δεν γίνει ακριβέστερη προσέγγιση η ανάλυση μπορεί να γίνεται με ισοδύναμο ελαστικό ή ανελαστικό προσομοίωμα, συνεχές ή διακριτό στο οποίο απεικονίζονται σε επαρκή ακρίβεια:

- Η πλευρική αντίσταση του εδάφους υπό συνθήκες ανακυκλικής φόρτησης και μεγέθους παραμορφώσεων κατάλληλες για την αναμενόμενη σεισμική απόκριση.
- Η ακαμψία του πασσάλου (καμπτική και διαμήκης).
- Η ενδεχόμενη επιρροή δυναμικής αλληλεπιδράσεως μεταξύ των πασσάλων, σε ομάδες πασσάλων
- Η ακαμψία των κεφαλοδέσμων και της ανωδομής.

(2) Η πλευρική αντίσταση επιφανειακών στρώσεων ευαίσθητων σε ρευστοποίηση ή απώλεια αντοχής (βλ. παραγρ 5.2.3.1 (2)) πρέπει να αγνοείται.

(3) Δεν συνιστάται η μεταφορά οριζοντίων σεισμικών δυνάμεων στο

έδαφος μέσω αξονικών δυνάμεων κεκλιμένων πασσάλων. Αν χρησιμοποιηθούν κεκλιμένοι πάσσαλοι θα ελέγχεται απαραιτήτως και η καμπτική τους καταπόνηση.

(4) Σε περίπτωση σεισμού η καταπόνηση πασσάλων ή άλλων στοιχείων βαθιάς θεμελιώσεως προέρχεται εν γένει από τις ακόλουθες αιτίες:

α. την δράση στήριξης δηλαδή την μεταφορά των δυνάμεων από την ανωδομή στο εδαφος και αντίστροφα και

β. την «κινηματική» καταπόνηση, από την παραμόρφωση που υφίσταται το περιβάλλον έδαφος κατά την διέλευση των σεισμικών κυμάτων.

Οι πάσσαλοι και οι πασσαλοδεσμοι ελέγχονται πάντοτε για την δράση στήριξης

α. ενώ κατά κανόνα επιτρέπεται να αγνοείται η κινηματική καταπόνηση,

β. με εξαίρεση τις περιπτώσεις που αναφέρονται στην παραγρ. (7).

(5) Σε θεμελίωση με πασσάλους πρέπει εν γένει να εξασφαλίζεται (μέσω ελέγχων με τις ικανοτικές δράσεις της σχέσεως (5.1)) ότι οι πάσσαλοι παραμένουν στην ελαστική περιοχή. Όταν αυτό δεν είναι δυνατό πρέπει να γίνεται περίσφιξη των πιθανών και ενδεχόμενων περιοχών πλαστικών αρθρώσεων και ικανοτικός έλεγχος των πασσάλων σε διάτμηση με εφαρμογή δράσεων αναλόγων προς τις (5.1) και (5.2).

(6) Πιθανή περιοχή πλαστικής άρθρωσης θεωρείται περιοχή μήκους 2d κάτω από τον κεφαλόδεσμο. Αν ο πάσσαλος διέρχεται μέσω διεπιφάνειας επαλληλων εδαφικών στρώσεων οι οποίες έχουν πολύ διαφορετικά μέτρα διατμήσεως (λόγος μέτρων διατμήσεως > 8), περιοχές μήκους $\pm 2d$ περί τα πιθανά όρια της διεπιφάνειας θα θεωρούνται περιοχές ενδεχόμενων πλαστικών αρθρώσεων. Στις περιοχές αυτές θα προβλέπεται περίσφιξη, και καμπτική αντοχή ίση με εκείνη της κεφαλής του πασσάλου. Από τον κανόνα αυτό εξαιρείται η περιοχή της στρώση εδράσεως σε εδραζόμενους πασσάλους, εφόσον δεν δημιουργούνται συνθήκες πλήρους πάκτωσης των πασσάλων.

(7) Η κινηματική καταπόνηση πρέπει να λαμβάνεται υποχρεωτικώς υπόψη, έστω και με απλοποιημένη μεθοδολογία, όπου συντρέχουν οι ακόλουθες συνθήκες:

- **Έδαφος κατηγορίας Γ ή Δ που περιλαμβάνει στρώσεις με εντόνως διαφορετικές ιδιότητες.**
- Περιοχή σεισμικότητας ΙΙΙ ή IV
- Δόμημα σπουδαιότητας Σ3 ή Σ4.

Στην περίπτωση αυτή και εφόσον στην θέση εδαφικής ασυνέχειας προκύψει καμπτική ροπή μικρότερη από το 30% της ροπής της κεφαλής του πασσάλου η αντίστοιχη περιοχή δεν χρειάζεται να θεωρηθεί ως ενδεχόμενη πλαστική άρθρωση.

5.2.4 Ελαχιστοποίηση αβεβαιοτήτων

5.2.4.1 Γενικά

(1) Το σύστημα θεμελιώσεως πρέπει να είναι ομοιογενές και να εξασφαλίζει την κατά το δυνατό πιό ομοιόμορφη κατανομή των σεισμικών δράσεων στο έδαφος. Πρέπει να αποφεύγεται η διάταξη των επιφανειακών εδράσεων κατακόρυφων στοιχείων του ίδιου κτιρίου σε διαφορετικά οριζόντια επίπεδα με σημαντικές υψομετρικές διαφορές. Όταν αυτό δεν είναι δυνατό, πρέπει να λαμβάνονται κατασκευαστικά μέτρα που να εξασφαλίζουν κοινές οριζόντιες μετακινήσεις των ανισόσταθμων εδράσεων.

5.2.4.2 Συνδετήριες δοκοί

(1) Μεμονωμένα πέδιλα και κεφαλόδεσμοι πασσάλων θα συνδέονται μεταξύ τους με συνδετήριες δοκούς σε δύο οριζόντιες διευθύνσεις.

(2) Οι συνδετήριες δοκοί θα έχουν ελάχιστη διάσταση 0.25m, ελάχιστη επιφάνεια $0.10m^2$ και επιτρέπεται να μην λαμβάνονται υπόψη στην ανάλυση του φορέα. Θα ελέγχονται πάντως κατ' ελάχιστο με δράση αξονικής δύναμης

$$F_d = \zeta \alpha N_m \qquad (5.3)$$

όπου:

α είναι η ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους (= A/g)

N_m είναι ο μέσος όρος των κατακόρυφων φορτίων των συνδεομένων στοιχείων και

ζ = 0.4 για έδαφος κατηγορίας Α

0.5 για έδαφος κατηγορίας Β

0.6 για έδαφος κατηγορίας Γ

(3) Η διάταξη συνδετήριων δοκών δεν είναι υποχρεωτική στις ακόλουθες περιπτώσεις:

- Σε εδάφη κατηγορίας Α και περιοχές σεισμικότητας Ι και ΙΙ εφόσον όλες οι εδράσεις γίνονται στο ίδιο οριζόντιο επίπεδο.
- Μεταξύ πεδίλων υποστυλωμάτων υποστέγων με άνοιγμα μεγαλύτερο από 12.0m, κατά την διεύθυνση του ανοίγματος.

(4) Σε περίπτωση έκκεντρων πεδίλων πρέπει να διατάσσονται πάντοτε συνδετήριες δοκοί κατά την διεύθυνση της εκκεντρότητας. Στον έλεγχο των δοκών αυτών πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και οι καμπτικές ροπές που αναλαμβάνουν λόγω της εκκεντρότητας των κατακόρυφων φορτίων, στις τιμές των οποίων θα συμπεριλαμβάνεται και η δυσμενέστερη συμβολή της σεισμικής δράσης σύμφωνα με την σχέση (5.1).

5.2.4.3 Θεμελιώσεις φερόντων τοιχωμάτων της ανωδομής

(1) Σε κτίρια που δεν έχουν υπόγειους ορόφους, είναι σε ορισμένες περιπτώσεις δύσκολο να ικανοποιηθούν οι απαιτήσεις των παραγρ. 5.2.3.1 και 5.2.3.2, με μεμονωμένη θεμελίωση των φερόντων τοιχωμάτων της ανωδομής, λόγω της μεγάλης καμπτικής ροπής στην βάση του τοιχώματος. Στις περιπτώσεις αυτές είναι σκόπιμο να προβλέπεται κοινή θεμελίωση με παρακείμενα κατακόρυφα, στοιχεία, μέσω πεδιλοδοκών ή συνδετήριων δοκών επαρκούς ακαμψίας.

(2) Σε κτίρια με υπόγειους ορόφους που διαθέτουν περιμετρικά τοιχώματα, οι μέγιστες ροπές (και οι πιθανές πλαστικές αρθρώσεις) των τοιχωμάτων εμφανίζονται εν γένει στο δάπεδο του ισογείου. Οι αντίστοιχες σεισμικές εν γένει στο δάπεδο του ισογείου. Οι αντίστοιχες σεισμικές τέμνουσες μεταφέρονται με διατμητική δράση των διαφραγμάτων των πλακών στα περιμετρικά τοιχώματα και από εκεί στο έδαφος. Τα περιμετρικά τοιχώματα των υπογείων πρέπει να κατασκευάζονται και να οπλίζονται κατάλληλα για να εξασφαλίσουν την παραπάνω μεταφορά των δυνάμεων. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στην επάρκεια **της διατμητικής σύνδεσης της πλάκας δαπέδου του ισογείου με τα περιμετρικά τοιχώματα σε περιοχές ανοιγμάτων.**

5.3 Αντιστηρίξεις

(1) Τα έργα αντιστήριξης θα σχεδιάζονται έτσι ώστε να εκπληρούν το σκοπό τους κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό σχεδιασμού, χωρίς να υποστούν σημαντικές βλάβες. Για τη μεταφορά των δυνάμεων στο έδαφος πρέπει να τηρούνται οι σχετικές διατάξεις των παράγρ. 5.2.3.1 (4) και 5.2.3.2 ή 5.2.3.3 με εξαίρεση τον συντελεστή ασφαλείας σε ολίσθηση που αρκεί να έχει την τιμή 1.00. Οι παραμένουσες μετακινήσεις πρέπει να συμβιβάζονται με τις λειτουργικές και αισθητικές απαιτήσεις του έργου.

(2) Αν δεν γίνει ακριβέστερη εκτίμηση οι ωθήσεις από τον σεισμό σχεδιασμού μπορούν να εκτιμηθούν με τις ακόλουθες μεθόδους:

α. Τοίχοι που διαθέτουν δυνατότητα μετακινήσεως ή/και παραμορφώσεως.

(1) Στην κατηγορία αυτή ανήκουν τοίχοι που είτε διαθέτουν δυνατότητα ολισθήσεως/στροφής στην έδραση είτε είναι παραμορφώσιμοι με αναμενόμενη μετακίνηση στην κορυφή τουλάχιστον 0.1% του ύψους. Σε τοίχους αυτής της κατηγορίας οι αυξημένες ωθήσεις κατά τη διάρκεια του σεισμού μπορούν να υπολογίζονται με τη μέθοδο Mononobe – Okabe, δηλαδή για επίπεδη επιφάνεια ολισθήσεως που αντιστοιχεί σε πρόσθετη οριζόντια δράση ίση με $\alpha_h W$ στο κρίσιμο πρίσμα με βάρος W.

(2) Ο οριζόντιος «σεισμικός συντελεστής» λαμβάνεται από τη σχέση

$$\alpha_h = \alpha / q_w \qquad (5.4)$$

όπου α είναι η ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους και ο μειωτικός συντελεστής συμπεριφοράς q_w έχει τις ακόλουθες τιμές:

Τύπος Τοίχου	Συντελεστής q_w
Τοίχος με δυνατότητα ολισθήσεως 300α (σε mm)	2.0
Τοίχος με δυνατότητα ολισθήσεως 200α (σε mm)	1.5
Τοίχος με αγκυρώσεις ή αντιστηρίξεις ή εύκαμπτος τοίχος εδραζόμενος σε πασσάλους ή βράχο	1.0

(3) Ο σεισμικός συντελεστής α_h θα εφαρμόζεται επίσης τόσο στο βάρος του τοίχου όσο και στο βάρος της επίχωσης που φέρεται άμεσα από το θεμέλιό του (Τοίχοι μορφής L).

(4) Η γωνία τριβής τοίχου – εδάφους στην ωθούμενη παρειά δεν πρέπει να λαμβάνεται μεγαλύτερη από 0.5φ όπου φ είναι η γωνία διατμητικής αντοχής του εδάφους.

(5) Στο Παράρτημα Δ δίνεται ο τρόπος προσδιορισμού των αυξημένων ωθήσεων κατά Mononobe – Okabe.

β. Αχλόνητοι τοίχοι

(1) Στην κατηγορία αυτή ανήκουν τοίχοι που είναι πρακτικώς απαραμόρφωτοι και έχουν ακλόνητη έδραση. Τέτοιοι τοίχοι είναι π.χ. περιμετρικοί τοίχοι υπογείων ορόφων κτιρίων συνδεδεμένοι με τις πλάκες ή

τοίχοι καταδυόμενων φρεάτων, υπογείων δεξαμενών κλπ.

(2) Οι στατικές ωθήσεις ηρεμίας που δρουν σε τέτοιους τοίχους επαυξάνονται κατά τη διάρκεια σεισμού από γραμμικό διάγραμμα πρόσθετων οριζοντίων πιέσεων με μέγιστη τιμή στην επιφάνεια του εδάφους ίση προς 1.5αγH και ελάχιστη τιμή ίση προς 0.5αγH στο κατώτατο σημείο του τοίχου, σε βάθος H (γ = μοναδιαίο βάρος του εδάφους. Το βάθος H δεν χρειάζεται να λαμβάνεται μεγαλύτερο από 10.0m). Με τις αυξημένες αυτές ωθήσεις αρκεί εν γένει να ελέγχεται η επάρκεια μόνον των άμεσα επιρρεαζομένων στοιχείων δηλ. των τοιχωμάτων και νευρώσεων (αν υπάρχουν).

γ. Κορεσμένα εδάφη – Υδροδυναμική πίεση

(1) Στα περισσότερα εδάφη, στο τμήμα που βρίσκεται κάτω από τον υπόγειο ορίζοντα, δεν είναι δυνατή κατά τη διάρκεια του σεισμού, κίνηση του νερού ανεξάρτητη από τον εδαφικό ιστό. Στην περίπτωση αυτή η σεισμική δράση μπορεί να ληφθεί πάνω στο άθροισμα των μαζών εδάφους και νερού. Έτσι για τους τοίχους της παραγρ. (α) οι συνολικές ωθήσεις αποτελούνται από την υδροστατική πίεση και ωθήσεις υπολογιζόμενες με τη μέθοδο Mononobe – Okabe, με μοναδιαίο βάρος για το έδαφος κάτω από τον υπόγειο ορίζοντα ίσο με το βάρος υπό άνωση γ' **και αυξημένους σεισμικούς συντελεστές $\alpha'_h = \alpha_h(\gamma/\gamma')$ και $\alpha'_v = \alpha_v(\gamma/\gamma')$, όπου γ είναι το μοναδιαίο βάρος του κορεσμένου εδάφους.**

(2) Σε πολύ διαπερατά εδάφη (διαπερατότητα $k > 0.5\ 10^{-3}$m/sec) οι σεισμικές δράσεις στις μάζες του εδάφους και του νερού θα υπολογίζονται ανεξάρτητα θα γίνεται επαλληλία των αποτελεσμάτων. Στην περίπτωση αυτή στις ωθήσεις που υπολογίζονται όπως προηγουμένως, με βάση το μοναδιαίο βάρος του εδάφους υπό άνωση αλλά χωρίς επαύξηση των σεισμικών συντελεστών, θα προστίθεται η υδροδυναμική μεταβολή της πίεσης του νερού.

$$p_{(z)} = \pm (7/8)\alpha\gamma_w \sqrt{Hz} \qquad (5.5)$$

όπου:

H είναι το βάθος του τοίχου κάτω από την ελεύθερη επιφάνεια

z είναι το βάθος του εξεταζόμενου σημείου και

γ_w είναι το μοναδιαίο βάρος του νερού.

δ. Αγκυρώσεις

(1) Οι αγκυρώσεις πρέπει να εξασφαλίζουν την ισορροπία του κρίσιμου πρίσματος ολισθήσεως υπό σεισμικές συνθήκες. Αν δεν γίνεται ακριβέστερη εκτίμηση, η απόσταση από τον τοίχο μέχρι το κέντρο της αγκύρωσης θα λαμβάνεται από την απόσταση που απαιτείται υπό στατικά φορτία με πολλαπλασιασμό επί τον συντελεστή 1+1.5α.

(2) Σε εδάφη με κίνδυνο ρευστοποίησης πρέπει να εξασφαλίζεται συντελεστής ασφαλείας τουλάχιστον 2.0 έναντι ρευστοποιήσεως του εδάφους που περιβάλλει την αγκύρωση.

5.4 Πρανή - Αναχώματα

5.4.1 Πρανή

(1) Η ευστάθεια φυσικών ή τεχνητών πρανών κατά τον σεισμικό κραδασμό θα ελέγχεται με θεώρηση των ακολούθων πρόσθετων ενεργών επιταχύνσεων που δρουν στην εδαφική μάζα.

Οριζόντια: $\alpha_h = 0.5\alpha$ (5.6)

Κατακόρυφη: $\alpha_v = \pm 0.25\alpha$ (5.7)

(2) Σε εδάφη κατηγορίας Γ & Δ, περιοχές σεισμικότητας III ή IV και όταν η υπό μελέτη κατασκευή έχει σπουδαιότητα Σ3 ή Σ4 ή όταν πρόκειται για ευστάθεια γενικότερης περιοχής, η εκτίμηση των παραμέτρων διατμητικής αντοχής πρέπει να βασίζεται σε κατάλληλες εργαστηριακές δοκιμές υπό ανακυκλική φόρτιση.

5.4.2 Αναχώματα

(1) Η ευστάθεια αναχωμάτων με ύψος μέχρι και 15.0m θα ελέγχεται με θεώρηση προσθέτων οριζοντίων ενεργών επιταχύνσεων της μάζας τους, που μεταβάλλονται από

$\alpha_B = 0.5\alpha$ στην βάση

μέχρι $\alpha_K = \alpha_B\beta(T)$ στην κορυφή του αναχώματος όπου

α είναι η ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους και β(T) είναι η φασματική μεγέθυνση που αντιστοιχεί στην θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του έργου.

(2) Η μελέτη υψηλών αναχωμάτων ή φραγμάτων δεν καλύπτεται από τον παρόντα κανονισμό.

5.4.3 Ελεγχος ευστάθειας

(1) Η ευστάθεια θα ελέγχεται με προσδιορισμό της δυσμενέστερης επιφάνειας ολίσθησης και εξασφάλιση συντελεστού ασφαλείας $\gamma \geqslant 1.0$.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΚΙΝΗΣΕΙΣ

Α.1 Προσομοίωση Σεισμικών Κινήσεων

(1) Οι σεισμικές κινήσεις σχεδιασμού για την ικανοποίηση των απαιτήσεων του παρόντος Κανονισμού ορίζονται από τις διατάξεις της παραγ. 2.2.

(2) Στις ειδικές περιπτώσεις προσθέτων υπολογισμών Ελέγχου κατά την παραγ. 2.2.2 η προσομοίωση των σεισμικών κινήσεων του εδάφους επιτρέπεται να γίνει με δόκιμους μεθόδους σύμφωνα με τις διατάξεις του παρόντος Παραρτήματος.

Α.2 Ελαστικό Φάσμα Οριζοντίων Σεισμικών Κινήσεων Εδάφους

(1) Οι οριζόντιες συνιστώσες των σεισμικών κινήσεων του εδάφους προσδιορίζονται από ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων έναντι περιόδων σε δευτερόλεπτα το οποίο ορίζεται ως εξής:

$0 < T < T_1 \qquad R_e(T) = A\cdot\gamma_1\cdot[1+(\eta\cdot\beta_0 - 1)\cdot(T/T_1)]$

$T_1 < T < T_2 \qquad R_e(T) = A\cdot\gamma_1\cdot\eta\cdot\beta_0$

$T < T_2 \qquad R_e(T) = A\cdot\gamma_1\cdot\eta\cdot\beta_0\cdot(T_2/T)$

όπου:

R_e (T): φασματική επιτάχυνση

T: Περίοδος σε δευτερόλεπτα

T_1, T_2: χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος σε δευτερόλεπτα **κατά τον Πίνακα Α.1**

A: σεισμική επιτάχυνση του εδάφους κατά τον Πίνακα 2.2

γ_1: συντελεστής σπουδαιότητας από τον Πίνακα 2.3

η: διορθωτικός συντελεστής για απόσβεση διαφορετική από 5% (Παραγ. 2.2.2.4)

β_0: μέγιστος συντελεστής ενίσχυσης φασματικής επιτάχυνσης για την αντίστοιχη κατηγορία εδάφους όπως δίνεται στον Πίνακα Α.1.

(2) Σε περίπτωση αβεβαιότητας ως προς το έδαφος χρησιμοποιείται το δυσμενέστερο φάσμα.

Α.3 Ελαστικό Φάσμα Κατακορύφων Σεισμικών Κινήσεων Εδάφους

(1) Λαμβάνεται το 0.70 των τεταγμένων του φάσματος της παραγ. Α.2.

Α.4 Επιταχυνσιογραφήματα

(1) Επιτρέπεται η χρησιμοποίηση πραγματικών και / ή συνθετικών επιταχυνσιογραφημάτων, τα οποία στην συνέχεια του παρόντος Κανονισμού καλούνται επιταχυνσιογραφήματα σχεδιασμού, εφόσον πληρούν τις διατάξεις της παραγ. Α.4.1

Α.4.1 Πραγματικά επιταχυνσιογραφήματα

(1) Επιτρέπεται η χρησιμοποίηση πραγματικών επιταχυνσιογραφημάτων σχεδιασμού εφόσον:

(2) Χρησιμοποιούνται τουλάχιστον πέντε (5) διαφορετικά επιταχυνσιογραφήματα. Για οριζόντιες κινήσεις επιλέγονται οριζόντιες συνιστώσες. Τα επιταχυνσιογραφήματα σχεδιασμού για οριζόντιες κινήσεις επιτρέπεται να χρησιμοποιηθούν και για την κατακόρυφη κίνηση με τις προϋποθέσεις της παραγ. Α.3. Αν χρησιμοποιηθούν διαφορετικά επιταχυνσιογραφήματα σχεδιασμού για την κατακόρυφη κίνηση πρέπει να επιλέγουν κατακόρυφες συνιστώσες.

(3) Επιλέγονται ώστε να αντιπροσωπεύουν, κατά το δυνατόν, τις σεισμοτεκτονικές, γεωλογικές, εδαφοδυναμικές και εγγένει τοπικές συνθήκες της περιοχής του δομήματος.

(4) Είναι ψηφιοποιημένα ανά 0.02 δλ, το μέγιστο.

(5) Έχουν διάρκεια σύμφωνη με τις σεισμοτεκτονικές, γεωλογικές, εδαφοδυναμικές και εγγένει τοπικές συνθήκες της τοποθεσίας του δομήματος, και οπωσδήποτε τουλάχιστον 15 δλ.

(6) Το μέσο φάσμα, δηλαδή ο μέσος όρος των φασμάτων των επιταχυνσιογραφημάτων σχεδιασμού, είναι ισοδύναμο μετο Φάσμα (παρ. Α.2 και Α.3) για απόσβεση 5%. Τα δύο φάσματα θεωρούνται ισοδύναμα αν οι τεταγμένες του μέσου φάσματος ικανοποιούν τις εξής συνθήκες:

Είναι ανώτερες ή ίσες των αντίστοιχων τεταγμένων του φάσματος (παραγ. Α.2 και Α.3) για περιόδους μέχρι 0.2 δλ.

- για το 10% των τιμών για περιόδους πάνω από 0.2 δλ επιτρέπεται να είναι κατώτερες μέχρι 5%.
- Οι τεταγμένες των φασμάτων των επιταχυνσιογραφημάτων σχεδιασμού και το μέσο φάσμα υπολογίζονται κατ' ελάχιστον στις περιόδους που προκύπτουν από:

18 ίσα βήματα μεταξύ 0.01 και 1 δλ
10 ίσα βήματα περιόδου μεταξύ και 1 και 2 δλ
8 ίσα βήματα περιόδου μεταξύ 2 και 4 δλ

(7) Τα επιταχυνσιογραφήματα σχεδιασμού για οριζόντιες κινήσεις επιτρέπεται να χρησιμοποιηθούν και κατά τις δύο συνιστώσες.

Α.4.2 Συνθετικά Επιταχυνσιογραφήματα

(1) Επιτρέπεται η χρησιμοποίηση συνθετικών επιταχυνσιογραφημάτων σχεδιασμού εφόσον το φάσμα τους περιβάλλει το φάσμα παρόντος Κανονισμού (Παραγ. Α.2 και Α.3).

ΠΙΝΑΚΑΣ Α.1
Τιμές β_0, T_1 και T_2

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	Α	Β	Γ	Δ
β_0	2.5	2.5	2.5	2.5
T_1	0.15	0.15	0.20	0.2
T_2	0.40	0.60	0.80	1.2

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

ΕΙΔΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΓΙΑ ΦΕΡΟΝΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Β.1. ΑΠΟΦΥΓΗ ΨΑΘΥΡΩΝ ΜΟΡΦΩΝ ΑΣΤΟΧΙΑΣ - ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΣΤΟΧΙΑ

(1) Σε στοιχεία τα άκρα των οποίων είναι πιθανές ή ενδεχόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων (βλ. παραγρ. 4.1.4 (3)), η τέμνουσα σχεδιασμού θα προσδιορίζεται από τις υπεραντοχές στις θέσεις αυτές σύμφωνα με τους ακόλουθους κανόνες:

Β.1.1 Υποστυλώματα

(1) Τέμνουσα σχεδιασμού στην διεύθυνση του κάθε πλαισίου στο οποίο ανήκει το υποστύλωμα:

$$V_{CD,c} = (\gamma_{Rd1}\, M_{Rc1} + \gamma_{Rd2}\, M_{Rc2})/l_c \qquad (1.1)$$

όπου

M_{Rc1}, M_{Rc2} είναι οι υπολογιστικές αντοχές στα άκρα του υποστυλώματος όπως ενεργοποιούνται από την σεισμική δράση. Θα χρησιμοποιείται η μέγιστη από τις τιμές που προκύπτουν από δύο αντίθετες φορές της σεισμικής δράσης.

l_c είναι το μήκος του υποστυλώματος και

$\gamma_{Rd1} = \gamma_{Rd2} = 1.40$ εν γένει, εκτός αν η ένταση σχεδιασμού στο ένα ή και στα δύο άκρα του υποστυλώματος έχει προκύψει από τις σχέσεις (4.5) και (4.7.) οπότε η αντίστοιχη τιμή του γ_{Rd} μπορεί να ληφθεί ίση με 1.15.

Β.1.2 Δοκοί

(1) Τέμνουσα σχεδιασμού:

$$V_{CD,b} = (Vo_b + \gamma_{Rd}(M_{Rb1} + M_{Rb2}))/l_b \qquad (1.2)$$

όπου

$\gamma_{Rd} = 1.20$

Vo_b είναι η τέμνουσα της δοκού θεωρούμενης σαν αμφιερειστης,

l_b είναι το μήκος της δοκού και

$M_{Rb,1}$, M_{Rb2} είναι οι υπολογιστικές αντοχές στα άκρα της δοκού κατά την φορά που ενεργοποιούνται από την σεισμική δράση. Η ικανοτική τέμνουσα θα προσδιορίζεται για δύο αντίθετες φορές της σεισμικής δράσης.

Β.1.3 Τοιχώματα

(1) Τέμνουσα σχεδιασμού στην βάση του τοιχώματος:

$$V_{CD,w} = \alpha_{CD}\, V_{Ew} \qquad (1.3)$$

με

$$\alpha_{CD} = 1.40\ (M_{RW}/M_{EW}) \qquad (1.4)$$

όπου

M_{EW}, V_{EW} είναι αντίστοιχα οι μέγιστες ροπή και τέμνουσα που προκύπτουν από την σεισμική δράση στην βάση του τοιχώματος.

M_{RW} είναι η υπολογιστική αντοχή της διατομής της βάσης για την οποία θα λαμβάνεται η μέγιστη από τις τιμές που προκύπτουν από τους δυνατούς συνδυασμούς της φοράς της σεισμικής δράσης και της τιμής της αντίστοιχης αξονικής δύναμης.

2. Στους υπόλοιπους ορόφους η τέμνουσα σχεδιασμού θα λαμβάνεται από τη μέγιστη τέμνουσα που προκύπτει από την ανάλυση για την σεισμική δράση πολλαπλασιασμένη επί του συντελεστή α_{CD} της σχέσης (1.4).

3. Για να εξασφαλιστεί ο περιορισμός της μετελαστικής απόκρισης στην βάση του τοιχώματος, οι ροπές σχεδιασμού σε κάθε θέση πρέπει να λαμβάνονται κατελάχιστο ίσες με τις ροπές που προκύπτουν από την σεισμική δράση πολλαπλασιασμένες επί τον ικανοτικό συντελεστή α_{CD} της σχέσης (1.4), αλλά δεν χρειάζεται να είναι μεγαλύτερες από την ροπή M_{RW}.

Β.2. ΕΞΑΣΦΑΛΙΣΗ ΕΠΑΡΚΟΥΣ ΤΟΠΙΚΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΣΤΙΣ ΘΕΣΕΙΣ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΡΘΡΩΣΕΩΝ

(1). Σε πλαστικές αρθρώσεις στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα πρέπει να εξασφαλίζεται η πλάστιμη συμπεριφορά της θλιβόμενης ζώνης. Αυτό απαιτεί την λήψη ειδικών μέτρων όταν, η επίτευξη της απαιτούμενης καμπυλότητας στην πλαστική άρθρωση δεν είναι δυνατή με ανηγμένη βράχυνση του σκυροδέματος μικρότερη από την οριακή τιμή $\varepsilon_{cu} = 0.35\%$.

Όταν η θλιβόμενη ζώνη έχει μεγάλο βάθος τα μέτρα μπορούν να περιοριστούν μέχρι το βάθος στο οποίο η βράχυνση έχει τιμή $0.5\ \varepsilon_{cu}$. Τέτοια μέτρα καθορίζονται από τον «Κανονισμό για την μελέτη και κατασκευή έργων από σκυρόδεμα» και είναι:

- σε υποστυλώματα, η περίσφιξη του σκυροδέματος με εγκάρσιο οπλισμό και
- σε δοκούς ο περιορισμός του ποσοστού του εφελκυόμενου οπλισμού.

(2). Σε κόμβους πλαισίων που γειτνιάζουν με πλαστικές αρθρώσεις πρέπει να εξασφαλίζεται επαρκής αγκύρωση, στο σώμα του κόμβου, των ράβδων του οπλισμού που προορίζονται να βρεθούν σε συνθήκες διαρροής, όπως καθορίζεται από το Κανονισμό έργων από σκυρόδεμα.

(3). Στις περιοχές πιθανών πλαστικών αρθρώσεων συνίσταται να μη γίνεται σύνδεση των διαμήκων ράβδων με παράθεση. Αυτό πρέπει να αποφεύγεται οπωσδήποτε στις βάσεις των τοιχωμάτων.

(4). Σε περιοχές του φορέα στις οποίες κατά την σεισμική απόκριση αποκλείεται ο σχηματισμός πλαστικών αρθώσεων, δεν απαιτείται η εξασφάλιση αυξημένης τοπικής πλαστιμότητας και η διενέργεια των ελέγχων αποφυγής ψαθυρών μορφών αστοχίας γίνεται με ικανοτική ένταση που προκύπτει από την σεισμική με πολλαπλασιασμό επί τον συντελεστή α_{CD} της πλησιέστερης πιθανής πλαστικής άρθρωσης. Τέτοιες περιοχές είναι π.χ. τα υποστυλώματα και οι δοκοί υπογείων ορόφων στους οποίους οι σεισμικές δράσεις αναλαμβάνονται ουσιαστικά από τα περιμετρικά τοιχώματα και εξασφαλίζεται ότι η ένταση όλων των στοιχείων παραμένει στην ελαστική περιοχή.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ

ΕΙΔΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΓΙΑ ΦΕΡΟΝΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ

Γ.1. ΘΛΙΒΟΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

(1) Στις περιοχές πιθανών και ενδεχομένων πλαστικών αρθρώσεων διατομών από χάλυβα πρέπει να αποφεύγεται ο τοπικός λυγισμός των τοιχωμάτων με περιορισμό, προς τα άνω, του λόγου πλάτους προς πάχος (b/t). Ο περιορισμός αυτός εξαρτάται από τον συντελεστή συμπεριφοράς που έχει επιλεγεί (q) και οι διατομές κατατάσσονται σε αντίστοιχες κατηγορίες Α, Β και Γ που φαίνονται στον Πίνακα 1.

Γ.2. ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

(1) Σε εφελκυόμενα στοιχεία, ο λόγος της καθαρής διατομής, σε θέσεις οπών κοχλιών, προς την πλήρη διατομή δεν πρέπει να είναι μικρότερος από 0.95. Αυτό μπορεί να απαιτήσει την ενίσχυση της περιοχής των οπών με πρόσθετα συγκολλητά ελάσματα.

Γ.3 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ

(1) Συνδέσεις σε περιοχές πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να έχουν επαρκή υπεραντοχή ώστε να περιορίζουν την διαρροή στα πλάστιμα μέλη. Στους σχετικούς ελέγχους, θα λαμβάνεται η ανώτερη τιμή της τάσεως διαρροής των συνδεομένων μελών.

(2) Συνδέσεις σε περιοχές πλαστικών αρθρώσεων που έχουν γίνει με εσωρραφές πλήρους διείσδυσης, θεωρούνται ότι ικανοποιούν το παραπάνω κριτήριο υπεραντοχής.

3. Συνδέσεις συγκολλητές με εξωρραφές ή συνδέσεις κοχλιωτές πρέπει να ικανοποιούν τη σχέση

$$R_d \geq 1.20 R_{fy} \qquad (1)$$

όπου

R_d = η οριακή αντοχή σύνδεσης

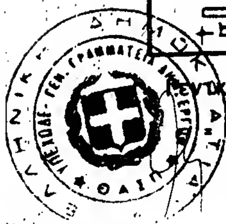
R_{fy} = η αντοχή διαρροής του συνδεομένου μέλους

4. Σε κοχλιωτές συνδέσεις καθοριστική πρέπει να είναι η αστοχία σε σύνθλιψη άντυγας των οπών και όχι η αστοχία σε διάτμηση των κοχλιών.

ΠΙΝΑΚΑΣ 1

Όρια των λόγων b/t για θλιβόμενα τμήματα των διατομών για διάφορες κατηγορίες διατομών

Διατομή	Κατανομή τάσεων (Θλίψη θετική)	Κατηγορία Διατομής A $\alpha \geq 4$	B $4 > \alpha \geq 2$	Γ $2 > \alpha$
Ορθογωνική κοίλη διατομή (b, t)	θλίψη	33 ε	37 ε	41 ε
Σωληνωτή διατομή (b, t)	θλίψη	50 ε^2	70 ε^2	85 ε^2
Κορμοί διατομών Ι, Κορμοί ή πέλματα συγκολλητών διατομών (b)	Πλαστική κατανομή / Ελαστική κατανομή	66 ε	78 ε	90 ε
Κορμοί διατομών Ι, Κορμοί ή πέλματα συγκολλητών διατομών (b)	θλίψη	33 ε	39 ε	41 ε
Κορμοί διατομών Ι, Κορμοί ή πέλματα συγκολλητών διατομών (b)	Συνδυασμός κάμψης και θλίψης: Πλαστική κατανομή (αb) / Ελαστική κατανομή (σ)	$\frac{33}{\alpha}$ ε	$\frac{39}{\alpha}$ ε	$\frac{41}{\alpha}$ ε
Προέχοντα πέλματα συγκολλητών κιβωτιοειδών διατομών ή πέλματα διατομών Ι (b)	θλίψη	9 ε	10 ε	12 ε
Προέχοντα πέλματα συγκολλητών κιβωτιοειδών διατομών ή πέλματα διατομών Ι (b)	Συνδυασμός κάμψης και θλίψης (αb)	$\frac{9}{\alpha}$ ε	$\frac{10}{\alpha}$ ε	$\frac{12}{\alpha}$ ε
Προέχοντα πέλματα συγκολλητών κιβωτιοειδών διατομών ή πέλματα διατομών Ι (b)	Συνδυασμός κάμψης και θλίψης (αb, σ)	$\frac{9}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ ε	$\frac{10}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ ε	$\frac{12}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ ε
Πέλματα διατομών Ι (b_o)	θλίψη	20 ε	22 ε	26 ε



Γενικώς $\sqrt{235/f_y}$

f_y	235	275	355
ε	1	0.92	0.81

Γ.2

Γ.4. ΠΛΑΙΣΙΑ

Γ.4.1 Αποφυγή Σχηματισμού Μηχανισμού Ορόφου

Εφαρμόζονται οι διατάξεις των παραγρ. 4.1.4.1 και 4.1.4.2 του Αντισεισμικού Κανονισμού.

Γ.4.2 Δοκοί

(1) Θα γίνεται έλεγχος έναντι πλευρικού καμπτικού ή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού των δοκών θεωρώντας ότι στο ένα άκρο έχει αναπτυχθεί καμπτική πλαστική άρθρωση.

(2) Για να εξασφαλιστεί η ελάχιστη απαιτούμενη αντοχή και επαρκής πλαστιμότητα στροφής στις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να ικανοποιούνται οι ακόλουθες συνθήκες:

$$M_s/M_{pd} \leq 1 \quad (2.1)$$

$$N_s/N_{pd} \leq 0.10 \quad (2.2)$$

$$(V_o + V_M)/V_{pd} \leq 1/3 \quad (2.3)$$

όπου:

M_s είναι η μέγιστη ροπή που προκύπτει από τους σεισμικούς συνδυασμούς

N_s είναι η αντίστοιχη αξονική δύναμη

N_{pd}, M_{pd}, V_{pd} είναι οι οριακές υπολογιστικές αντοχές αξονικής, ροπής και τέμνουσας της διατομής στη θέση πλαστικής άρθρωσης

V_o είναι η τέμνουσα της δοκού θεωρούμενης σαν αμφιέρειστου στη θέση πλαστικής άρθρωσης

$V_M = (M_{RA} + M_{RB})/\ell$ η τέμνουσα που αντιστοιχεί στην οριακή καμπτική αντοχή των άκρων της δοκού υπολογιζόμενη με την ανώτερη τιμή τάσης διαρροής.

l. είναι το άνοιγμα της δοκού.

(3) Οι συνδέσεις της δοκού στα υποστυλώματα πρέπει να ικανοποιούν τις απαιτήσεις της παραγρ. 3, με θεώρηση της οριακής αντοχής σε κάμψη M_{pd} της διατομής πλαστικής άρθρωσης και τέμνουσα δύναμη ίση με $V_o + V_M$ όπως καθορίστηκε προηγουμένως.

Γ.4.3 Υποστυλώματα

(1) Τα υποστυλώματα ελέγχονται σε κάμψη με ορθή δύναμη σύμφωνα με την παραγρ. 4.1.4.1 του Αντισεισμικού Κανονισμού.

(2) Η δυσμενέστερη τέμνουσα του υποστυλώματος από τους σεισμικούς συνδυασμούς πρέπει να ικανοποιεί την συνθήκη:

$$V/V_{pd} \leq 1/3 \quad (3.1)$$

(3) Η τέμνουσα δύναμη μέσω του κορμού του υποστυλώματος στο εσωτερικό του κομβού σύνδεσης με την δοκό αρκεί να ικανοποιεί την συνθήκη:

$$V/V_{pd} \leq 1/0 \quad (3.2)$$

(4) Η μεταφορά των δυνάμεων του πέλματος των δοκών θα γίνεται με επέκτασή τους στο πλάτος του υποστυλώματος μέσω ελασμάτων ακαμψίας.

(5) Συνδέσεις επέκτασης των υποστυλωμάτων θα σχεδιάζονται με αντοχή που υπερβαίνει εκείνη των συνδεομένων στοιχείων.

Γ.5. ΔΙΚΤΥΩΤΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ

Γ.5.1 Δράση και Πλάστιμα Στοιχεία

(1) Σε δικτυωτούς συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα η ανάληψη των οριζοντίων δυνάμεων γίνεται κυρίως από ράβδους επιπονούμενες σε αξονική δύναμη. Πλάστιμα στοιχεία σε τέτοιους συνδέσμους είναι κατά κύριο λόγο οι εφελκυόμενες διαγώνιοι.

(2) Δικτυωτοί σύνδεσμοι κατάλληλοι για την ανάληψη σεισμικών δυνάμεων ανήκουν στους ακόλουθους 2 τύπους:

– Διαγώνιοι σύνδεσμοι. Στον τύπο αυτό οι οριζόντιες δυνάμεις εναλλασσόμενης φοράς αναλαμβάνονται συνήθως μόνο από τις εκάστοτε εφελκυόμενες διαγώνιους ενώ αγνοείται η συμμετοχή των θλιβομένων διαγωνίων (που δεν ελέγχονται σε θλίψη). Οι διαγώνιοι αντίθετης δράσης μπορούν να βρίσκονται στο ίδιο φάτνωμα (σύνδεσμοι τύπου X) ή σε διαφορετικό φάτνωμα. Στην τελευταία περίπτωση το μέγεθος Acosφ (όπου A η διατομή και φ η γωνία κλίσης της διαγώνιου ως προς την οριζόντιο) δεν πρέπει να μεταβάλεται περισσότερο από 10% μεταξύ 2 αντιθέτων διαγωνίων του ίδιου ορόφου.

– Σύνδεσμοι τύπου V ή Λ. Στον τύπο αυτό η συμμετοχή της θλιβομένης διαγωνίου είναι απαραίτητη για την ανάληψη των οριζοντίων δυνάμεων. Οι διαγώνιοι μπορούν να έχουν μορφή V ή Λ και το κοινό σημείο τους βρίσκεται στο άνοιγμα του ζυγώματος χωρίς να διακόπτει την στατική του συνέχεια.

(3) Σύνδεσμοι τύπου K, με σημείο τομής των διαγωνίων σε ενδιάμεσο σημείο του ύψους των υποστυλωμάτων, απαιτούν την συμμετοχή του υποστυλώματος στον μηχανισμό διαρροής και προκαλούν εξαιρετικά δυσμενείς επιρροές 2ας τάξεως, με συνέπεια να μην προσφέρουν δυνατότητα πλάστιμης συμπεριφοράς (q = 1.0). Η χρήση τους επιτρέπεται μόνο σε περιοχές σεισμικότητας I και για κατασκευές σπουδαιότητας ΣΙ.

Γ.5.2 Διαγώνιοι

(1) Οι διαγώνιοι θα ικανοποιούν την συνθήκη:

$$N_s/N_{pd} \leq 1.0 \quad (4)$$

όπου:

N_s είναι η μέγιστη εφελκυστική δύναμη που προκύπτει από τους σεισμικούς συνδυασμούς και

N_{pd} είναι η υπολογιστική οριακή αντοχή σε εφελκυσμό.

Επίσης θα ικανοποιούν τις συνθήκες των παραγρ. 2 και 3 του παρόντος.

(2) Η ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ των διαγωνίων πρέπει να περιορίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{Af_y / N_{cr}} \leq 1.5 \quad (5)$$

όπου:

A είναι το εμβαδόν της διατομής

f_y είναι το όριο διαρροής και

$N_{cr} = \pi^2 EI/l^2$ είναι το ιδεατό κρίσιμο φορτίο Euler της διαγωνίου.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Η παραπάνω σχέση $\bar{\lambda} = < 1.5$ είναι ισοδύναμη με λυγηρότητα $\lambda \leq 140$ για χάλυβα FeE235, και $\lambda \leq 114$ για χάλυβα FeE355.

Γ.5.3 Υποστυλώματα και Δοκοί

(1) Τα υποστυλώματα και οι δοκοί θα ελέγχονται σε λυγισμό υπό την επίδραση αξονικής δύναμης $\alpha_{CD}N_s$ (και ενδεχομένως καμπτικής ροπής M_s)

όπου:

N_s και M_s είναι αντίστοιχα η μέγιστη θλιπτική αξονική δύναμη και η αντίστοιχη ροπή όπως προκύπτει από τον σεισμικό συνδυασμό (εν γένει $M_s = 0$) και

$\alpha_{CD} = 1.20\ (N_{pdi}/N_{sdi})$ είναι ικανοτικός συντελεστής και

N_{sdi} είναι η αξονική δύναμη της εφελκυόμενης διαγωνίου του ίδιου ορόφου υπό τον ίδιο συνδιασμό σεισμικής δράσης και

N_{pdi} είναι η υπολογιστική αντοχή της ίδιας διαγωνίου

(2) Οι οριζόντιες δοκοί δικτυωτών συνδέσμων μορφής V ή Λ πρέπει να υπολογίζονται έτσι ώστε να μπορούν να παραλάβουν τα κατακόρυφα φορτία χωρίς να ληφθεί υπόψη η ενδιάμεση στήριξη από τις διαγωνίους.

Γ.6 ΔΙΚΤΥΩΤΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ

Γ.6.1 Δράση και Πλάστιμα Στοιχεία

(1) Το βασικό χαρακτηριστικό αυτών των συνδέσμων είναι ότι η σύνδεση του ενός τουλάχιστον άκρου της κάθε διαγώνιου με το ζύγωμα γίνεται με εκκεντρότητα ως προς τον αντίστοιχο κόμβο (υποστυλώματος-ζυγώματος ή ετέρας διαγωνίου-ζυγώματος). Το τμήμα του ζυγώματος που αποτελεί την έκκεντρη σύζευξη ονομάζεται «δοκός σύζευξης» και υπόκειται σε μεγάλη διατμητική και καμπτική καταπόνηση από οριζόντια φορτία. Στο τμήμα αυτό είναι συνεπώς ευκολότερο να συγκεντρωθούν οι απαιτήσεις πλαστιμότητας.

(2) Ο μηχανισμός διαρροής της δοκού σύζευξης εξαρτάται από τον λόγο του μήκους της l_c προς το μήκος $l_o = 2\ M_{pc}/V_{pc}$ όπου M_{pc} και V_{pc} η αντοχή σε κάμψη και διάτμηση της διατομής της δοκού σύζευξης. Όταν $l_c/l_o \leq 0.8$ αναπτύσσεται κυρίως διατμητική διαρροή (διατμητική πλαστική άρθρωση). Όταν $l_c/l_o \geq 1.3$ η διαρροή είναι κυρίως καμπτική (ζεύγος καμπτικών πλαστικών αρθρώσεων). Στην ενδιάμεση περιοχή η διαρροή είναι σύμμικτη. Σε όλες τις περιπτώσεις υπάρχει δυνατότητα μεγάλης πλαστιμότητας.

(3) οι δοκοί σύζευξης πρέπει να υπολογίζονται και να μορφώνονται έτσι ώστε να παρέχουν επαρκή πλαστιμότητα. Τα άλλα στοιχεία (στύλοι διαγώνιοι και υπόλοιπο τμήμα των ζυγωμάτων) πρέπει να ελέγχονται με ικανοτικό σχεδιασμό ώστε η διαρροή να περιορίζεται στις δοκούς σύζευξης.

Γ.6.2 Δοκοί Σύζευξης

(1) Οι διατομές των δοκών σύζευξης πρέπει να είναι κατηγορίας Α σύμφωνα με τον Πίνακα 1. Στους κορμούς δεν επιτρέπεται η τοποθέτηση ελασμάτων ενίσχυσης ούτε η διάνοιξη οπών.

(2) Τα άκρα των δοκών σύζευξης πρέπει να ενισχύονται με αμφίπλευρες νευρώσεις καθόλο το ύψος του κορμού. Το πάχος των νευρώσεων αυτών πρέπει να είναι τουλάχιστον ίσο προς $0.75t_w$ ή 10 mm.

(3) Όταν $l_c/l_o \leq 1.4$ απαιτείται διάταξη και ενδιάμεσων νευρώσεων. Οι ενδιάμεσες νευρώσεις πρέπει να καταλαμβάνουν ολόκληρο το ύψος του κορμού, ώστε να εξασφαλίζουν τον κορμό και τα πέλματα από λυγισμό, επιτρέπεται δε να είναι μονόπλευρες σε δοκούς ύψους μέχρι 600 mm. Η μέγιστη απόσταση μεταξύ διαδοχικών νευρώσεων θα λαμβάνεται ίση με $56t_w$-d/5 για $l_c/l_o \geq 1.15$ ή $38t_w$-d/5 για $l_c/l_o \leq 0.80$. Για τιμές l_c/l_o μεταξύ των προηγουμένων ορίων θα γίνεται γραμμική παρεμβολή.

(4) Οι αντοχές των δοκών σύζευξης σε αξονική δύναμη, ροπή κάμψεως και τέμνουσα δύναμη δίδονται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$N_{pc} = 2b_f t_f f_y + h_w t_w f_y \quad (6.1)$$

$$M_{pc} = b_f t_f (h_w + t_f) f_y + 0.25 t_w h_w f_y \quad (6.2)$$

$$V_{pc} = h_w t_w f_y / \sqrt{3} \quad (6.3)$$

όπου:

b_f και t_f είναι αντίστοιχα το πλάτος και το πάχος των πελμάτων

h_w και t_w είναι αντίστοιχα το ύψος και το πάχος των κορμών και

f_y είναι το όριο διαρροής

(5) Δοκοί σύζευξης με μηχανισμό καμπτικών πλαστικών αρθρώσεων, διαστασιολογούνται όπως οι δοκοί των πλαισίων (β. παραγρ. 4.3).

(6) Δοκοί σύζευξης με μηχανισμό διατμητικών πλαστικών αρθρώσεων, πρέπει να ικανοποιούν τις ακόλουθες συνθήκες:

$$N_{sc}N_{pc} \leq 0.10 \quad (7.1)$$

$$M_{sc}/M_{pc} \leq 0.70 \quad (7.2)$$

$$V_{sc}/V_{pc} \leq 1.00 \quad (7.3)$$

όπου:

N_{sc}, M_{sc}, V_{sc} η αξονική, ροπή και τέμνουσα όπως προκύπτουν από τους σεισμικούς συνδυασμούς για max V_{sc}.

Γ.6.3. Υποστυλώματα και Διαγώνιοι

(1) Θα ελέγχονται σε κάμψη και λυγισμό με τις δράσεις που ορίζονται στην παράγρ. 5.3 με ικανοτικό συντελεστή:

$$a_{CD} = 1.20 \min (V_{pdi}/V_{sdi}, M_{pdi}/M_{sdi}) \quad (8)$$

όπου:

V_{sdi}, M_{sdi} είναι αντίστοιχα η τέμνουσα και η ροπή από το σεισμικό συνδυασμό στην πλαστική άρθρωση (δοκό σύζευξης) του ιδίου ορόφου και V_{pdi}, M_{pdi} είναι οι αντίστοιχες οριακές αντοχές της διατομής της δοκού σύζευξης.

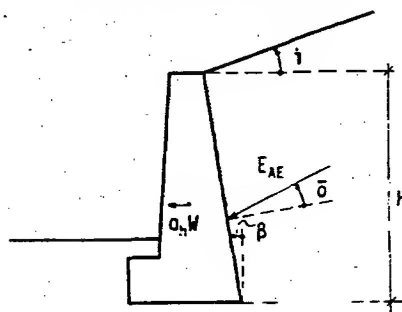
Γ.7 ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ - ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΙ ΔΙΚΤΥΩΤΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ

(1) Τα διαφράγματα ή οι οριζόντιοι δικτυωτοί σύνδεσμοι πρέπει να εξασφαλίζουν την μεταφορά των σεισμικών δυνάμεων στους κατακόρυφους φορείς (κατακόρυφους συνδέσμους ή/και πλαίσια) με επαρκή υπεραντοχή ώστε αφενός μεν να επιτυγχάνεται ο περιορισμός των πλαστικών αρθρώσεων στις προβλεπόμενες θέσεις αφετέρου δε να υπάρχει δυνατότητα ανακατανομής των δυνάμεων που είναι απαραίτητη, επειδή οι κατακόρυφοι φορείς δεν εισέρχονται σύγχρονα στο μετελαστικό στάδιο.

(2) Κατά κανόνα η προηγούμενη απαίτηση καλύπτεται αν τα μέλη των οριζοντίων συνδέσμων ελεγχθούν με τις δράσεις που προκύπτουν από τους σεισμικούς συνδυασμούς πολλαπλασιασμένες επί συντελεστή μεγενθύσεως α = 1.50.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ

Ενεργητική Ώθηση σε Τοίχους κατά τη Διάρκεια Σεισμού
Μέθοδος Mononobe-Okabe



$$E_{AE} = 0.5\gamma H^2 K_{AE}$$

όπου:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta)\cos(i - \beta)}}\right]^2}$$

και θ = arctan (a_h)

και όπου:

γ είναι το μοναδιαίο βάρος του εδάφους

α_h είναι ο οριζόντιος σεισμικός συντελεστής

H είναι το ύψος του τοίχου

β είναι η γωνία της παρειάς του τοίχου ως προς την κατακόρυφη

i είναι η γωνία της επιφάνειας του εδάφους ως προς την οριζόντια

φ είναι η γωνία διατμητικής αντοχής (εσωτερικής τριβής) του εδάφους

δ είναι η γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους

ΣΥΜΒΟΛΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΑ ΛΑΤΙΝΙΚΑ

A : Σεισμική επιτάχυνση εδάφους (Κεφ. 2 και Παρ. Α), εμβαδόν διατομής (Παρ. 5).

D_i : Σχετική δυσκαμψία τοιχώματος (Κεφ. 4).

E : Εντατικά μεγέθη από σεισμό σχεδιασμού (Κεφ. 4).

E_x E_y : Τιμές οποιουδήποτε εντατικού μεγέθους, όπως προκύπτουν από την ανάλυση για ανεξάρτητη επενέργεια της οριζόντιας συνιστώσας κατά τις ορθογώνιες διευθύνσεις x και y αντίστοιχα (Κεφ. 4).

F : Τυχηματική δράση (Κεφ. 3).

F_d : Τιμή σχεδιασμού τυχηματικών δράσεων (Κεφ. 3), αξονική δύναμη σχεδιασμού συνδετήριας δοκού (Κεφ. 5).

F_1 : Σεισμικό φορτίο ορόφου i (Κεφ. 3)

G : Μόνιμες δράσεις (Κεφ. 4)

G_k : Εντατικά μεγέθη από μόνιμες δράσεις με την χαρακτηριστική τους τιμή (Κεφ. 4).

H : Ύψος κτιρίου (Κεφ. 3), βάθος του τοίχου κάτω από την ελεύθερη επιφάνεια (κεφ. 5).

H_p : Οριζόντια σεισμική δύναμη προσαρτήματος (Κεφ. 4).

I : Ροπή αδρανείας διατομής (Κεφ. 4).

K_i : Δυσκαμψία ορόφου i(Κεφ. 3).

L : Πλάτος ορόφου κάθετα προς την διεύθυνση της σεισμικής δράσης (Κεφ. 3), μήκος κτιρίου κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού (κεφ. 3).

M : Ροπή κάμψης (κεφ. 4), συνολική ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής (Κεφ. 3).

$M_{CD,c}$: Ροπή ικανοτικού σχεδιασμού στο άκρο προστυλώματος (Κεφ. 4).

M_d : Καμπτική ροπή σχεδιασμού (Κεφ. 4 και Παρ. Γ).

M_E : Ροπή από την σεισμική φόρτιση (Κεφ. 5).

M_{EW} : Μέγιστη σεισμική ροπή στη βάση του τοιχώματος (Παρ. Β).

M_{pc} : Αντοχή σε κάμψη (Παρ. Γ).

M_{pd} : Οριακή υπολογιστική αντοχή σε κάμψη (Παρ. Γ).

M_R : Υπολογιστική αντοχή σε κάμψη (Κεφ. 4, Κεφ. 5).

M_{RC} : Υπολογιστική αντοχή υποστυλώματος (Παρ. Β).

M_{Rd} : Καμπτική ροπή σχεδιασμού αντοχή (Κεφ. 4, Παρ. Γ).

M_S : Μέγιστη ροπή από τους σεισμικούς συνδυασμούς (Παρ. Γ).

M_V : Ροπή από το σύνολο των μη σεισμικών φορτίσεων του σεισμικού συνδυασμού (Κεφ. 5).

N : Αξονική δύναμη (Κεφ. 4), αριθμός σταθμών (ορόφων) (Κεφ. 3).

N_{cr} : Ιδεατό κρίσιμο φορτίο Euler (Παρ. Γ).

N_m : Μέσος όρος των κατακόρυφων φορτίων (Κεφ. 5).

$N_{o\lambda}$: Συνολική αξονική δύναμη των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου (Κεφ. 4).

M_{pd} : Οριακή υπολογιστική αντοχή σε αξονική (Παρ. Γ).

N_S : Μέγιστη αξονική δύναμη από σεισμικούς συνδυασμούς (Παρ. Γ).

P_{∞} : Εντατικά μεγέθη από προένταση μετά τις χρόνιες απώλειες (κεφ. 4).

$Q_{k,i}$: Εντατικά μεγέθη από την χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσεως i (κεφ. 4).

R_d : Αντοχή σχεδιασμού (Κεφ. 4).

$R_d(T)$: Τεταγμένες φάσματος επιταχύνσεως για κάθε ιδιοπερίοδο (Τ) για οριζόντια συνιστώσα (κεφ. 2).

$R_{d,v}(T)$: Τιμή φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού για κατακόρυφη συνιστώσα (Κεφ. 3).

$R_e(T)$: Φασματική επιτάχυνση ελαστικού φάσματος (Παρ. Α).

R_{fy} : Αντοχή διαρροής (Παρ. Γ).

S_d : Δράση σχεδιασμού από σεισμικούς συνδυασμούς (κεφ. 4).

S_E : Σεισμική δράση (κεφ. 5).

S_{fd} : Υπολογιστική δράση στη θέση έδρασης στοιχείου της ανωδομής (κεφ. 5).

S_V : Δράση από το σύνολο των μη σεισμικών φορτίσεων (Κεφ. 5).

T : Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κτιρίου (Κεφ. 3).

T_1, T_2 : Χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος (κεφ. 2 και Παρ. Α).

T_π : Ιδιοπερίοδος του προσαρτήματος (κεφ. 3).

V_{CD} : Ικανοτική τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού (Παρ. Β).

V_{EW} : Μέγιστη τέμνουσα από τη σεισμική δράση στην βάση του τοιχώματος (Παρ. Β).

V_H : Πρόσθετη σεισμική δύναμη στην κορυφή του κτιρίου (κεφ. 3).

V_M : Τέμνουσα που αντιστοιχεί στην οριακή καμπτική αντοχή των άκρων της δοκού (Παρ. Γ).

V_o : Συνολικό μέγεθος των σεισμικών φορτίων (τέμνουσα βάσης) (Κεφ. 3).

$V_{o\lambda}$: Συνολική τέμνουσα δύναμη των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου (κεφ. 4).

Vo_b : Τέμνουσα δοκού θεωρούμενης ως αμφιερειστου (Παρ. Β).

V_{pc} : Αντοχή σε διάτμηση δοκού σύζευξης (Παρ. Γ).

V_{pd} : Οριακή υπολογιστική αντοχή σε τέμνουσα (Παρ. Γ).

W_p : Βάρος προσαρτήματος (κεφ. 4).

X : Τυχόν μέγεθος αποκρίσεως (Κεφ. 3).

X_1 : Ιδιομορφικές τιμές (Κεφ. 3).

ΜΙΚΡΑ ΛΑΤΙΝΙΚΑ

d : Διάσταση υποστηλώματος παράλληλα με την τοιχοπλήρωση (Κεφ. 4).

ε : Εκκεντρότητα (κεφ. 3).

e_{T_i} : Τυχηματική εκκεντρότητα ορόφου i (Κεφ. 3).

f_y : Όριο διαρροής χάλυβα (κεφ. 4 και Παρ. Γ).

h : Ύψος ορόφου (Κεφ. 4).

i : Γωνία επιφανείας του εδάφους ως προς την οριζόντια (Παρ. Δ).

k : Διαπερατότητα (κεφ. 5).

l : Άνοιγμα δοκού (Πρ. Γ).

l_c : Μήκος υποστυλώματος (Παρ. Β), μήκος δοκού σύζευξης (Παρ. Γ).

m_i : Συγκεντρωμένη μάζα στη στάθμη i (Κεφ. 3).

n : Διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης (Κεφ. 2 Παρ. 2).

p : Πηλίκο της επιφάνειας των διατομών των τοιχωμάτων και των υποστυλωμάτων (Κεφ. 3).

p(z) : Υδροδυναμική μεταβολή της πίεσης του νερού (Κεφ. 5).

q : Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς (κεφ. 2 και Κεφ. 4).

q_p : Μειωτικός συντελεστής προσαρτήματος (Κεφ. 4).

q_w : Συντελεστής συμπεριφοράς τοίχων αντιστηρίξεως (κεφ. 5).

r_p : Πολική ακτίνα αδρανείας της κάτοψης του φέροντος οργανισμού (Κεφ. 4).

r_w : Πολική ακτίνα αδρανείας των σχετικών ακαμψιών των τοιχωμάτων ως προς το κέντρο βάρους τους (κεφ. 4).

y_i : Μετατοπίσεις συγκεντρωμένων μαζών (Κεφ. 3).

z : Στάθμη στηρίξεως του προσαρτήματος (Κεφ. 3), βάθος του εξεταζόμενου σημείου (κεφ. 5).

z_i : Απόσταση της στάθμης i από την βάση του δομήματος (κεφ. 3).

ΚΕΦΑΛΑΙΑ ΕΛΛΗΝΙΚΑ

Α,Β,Γ,Δ, Χ(X_1+Χ8): Κατηγορίες εδαφών από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας (Κεφ. 2).

Δ : Υπολογιστική σχετική μετακίνηση των κέντρων μάζας των πλακών του ορόφου (Κεφ. 2).

$\Delta_{\varepsilon\lambda}$: Σχετική μετακίνηση του κέντρου μάζας των πλακών του ορόφου από ελαστική ανάλυση (Κεφ. 4).

Δ_m : Μέση σχετική μετακίνηση του ορόφου i (Κεφ. 3).

Δ_{max} : Μέγιστη σχετική μετακίνηση της οροφής ως προς το δάπεδο του ορόφου i (Κεφ. 3).

Δ_{min} : Ελάχιστη μετακίνηση της οροφής ως προς το δάπεδο του ορόφου i (Κεφ. 3).

Σ : Σύμβολο άθροισης.

Σ1, Σ2, Σ3, Σ4: Κατηγορίες σπουδαιότητας (Κεφ. 2).

ΜΙΚΡΑ ΕΛΛΗΝΙΚΑ

α : Εδαφική επιτάχυνση ανηγμένη στην επιτάχυνση της βαρύτητας (Κεφ. 2).

a_β $a_{\beta'}$, a_k : Οριζόντια ενεργή επιτάχυνση στην βάση/κορυφή αναχώματος λόγω σεισμού (Κεφ. 5).

α_{CD} : Συντελεστής ικανοτικής μεγένθυσης του κόμβου (Κεφ. 4 και Κεφ. 5).

α_h : Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής (Κεφ. 5 και Παρ. Δ).

α_v : Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής (Κεφ. 5).

β : Γωνία παρειάς τοίχου ως προς την κατακόρυφη (Παρ. Δ).

$\beta_d(T)$: Τροποποιημένο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού ανηγμένο στη σεισμική επιτάχυνση εδάφους Α (Κεφ. 2).

β_o : Συντελεστής ενίσχυσης του φάσματος (Κεφ. 2 και Παρ. Α).

γ : Μοναδιαίο βάρος του εδάφους (Κεφ. 5 και Παρ. Δ).

γ' : Μοναδιαίο βάρος εδάφους υπό άνωση (Κεφ. 5).

γ_I : Συντελεστής σπουδαιότητας του δομήματος (Κεφ. 2 και Παρ. Α).
γ_m : Συντελεστής ασφαλείας υλικού (Κεφ. 4).
γ_p : Συντελεστής σπουδαιότητας προσαρτήματος (Κεφ. 4).
γ_{Rd} : Συντελεστής για την μετατροπή της υπολογιστικής αντοχής των δοκών στην πιθανή μέγιστη τιμή της (Κεφ. 4).
γ_w : Μοναδιαίο βάρος νερού (Κεφ. 5).
δ : Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους (Κεφ. 5 και Παρ. Δ).
ε : Σεισμικός συντελεστής προσαρτήματος (Κεφ. 3 και Κεφ. 4).
ζ : Ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης (Κεφ. 2).
η_v : Λόγος της τέμνουσας που αναλαμβάνουν τα τοιχώματα στην βάση δια της συνολικής τέμνουσας βάσεως (Κεφ. 4).
θ : Συντελεστής θεμελίωσης (Κεφ. 2), δείκτης ευαισθησίας πλευρικής παραμόρφωσης (Κεφ. 4).
λ : Λυγηρότητα (Παρ. Β).
$\bar{\lambda}$: Ανηγμένη λυγητότητα μεταλλικών διαγωνίων (Παρ. Γ).
ξ_i : Πολλαπλασιαστικός συντελεστής της τυχηματικής εκκεντρότητας (Κεφ. 3).
φ : Γωνία διατμητικής αντοχής του εδάφους (Κεφ. 5 και Παρ. Δ).
φ_i : Μεταφορική συνιστώσα της ιδιομορφής στο κέντρο μάζας της στάθμης i κατά την διεύθυνση της οριζόντιας σεισμικής δράσης (Κεφ. 3).
$\varnothing$: Διάμετρος ράβδου οπλισμού.
ϕ_2 : Συντελεστής συνδυασμού για μεταβλητές δράσεις (Κεφ. 4).

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΙΝΑΚΕΣ – ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΩΝ